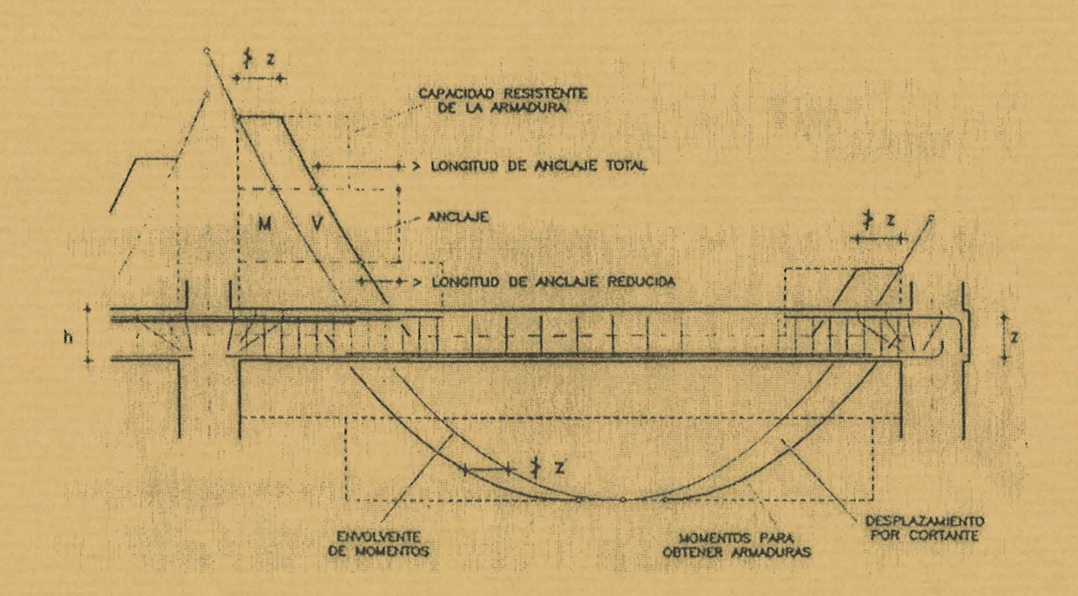
EPÍTOME DE LA
NORMA EHE
INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL
EN ARQUITECTURA
(I)

por

JOSÉ LUIS DE MIGUEL RODRÍGUEZ



CUADERNOS
DEL INSTITUTO
JUAN DE HERRERA
DE LA *ESCUELA DE*
ARQUITECTURA
DE MADRID

1-32-01

EPÍTOME DE LA
NORMA EHE
INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL
EN ARQUITECTURA
(I)

por

José Luis de Miguel Rodríguez

CUADERNOS
DEL INSTITUTO
JUAN DE HERRERA
DE LA *ESCUELA DE*
ARQUITECTURA
DE MADRID

1-32-01

CUADERNOS
DEL INSTITUTO
JUAN DE HERRERA

0 VARIOS
1 ESTRUCTURAS
2 CONSTRUCCIÓN
3 FÍSICA Y MATEMÁTICAS
4 TEORÍA
5 GEOMETRÍA Y DIBUJO
6 PROYECTOS
7 URBANISMO
8 RESTAURACIÓN

NUEVA NUMERACIÓN

1 Área
32 Autor
01 Ordinal de cuaderno (del autor)

Epítome de la Norma EHE.
Instrucción de hormigón estructural en Arquitectura (I)

Instituto Juan de Herrera.
Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.
Composición y maquetación: Daniel Álvarez Morcillo.
CUADERNO 67.01 / 1-32-01
ISBN: 84-95365-12-X (obra completa)
ISBN: 84-95365-13-8 (epítome de la norma EHE I)
Depósito Legal: M-43836-1999

ÍNDICE

PRÓLOGO

epítome. (del griego *epitomé*) Tratado muy breve de una materia en que se exponen las nociones más elementales de ella.
[M. Moliner. Diccionario de uso del español.1984]

La nueva norma española de hormigón, EHE, aprobada el 11 de diciembre de 1998, refunde las antiguas EH (hormigón armado) y EP (hormigón pretensado) y contiene numerosos cambios relevantes. Además, incluye, como anexo, el documento conocido como DNA (Documento de Aplicación Nacional) o valores variables del eurocódigo que deben ser aprobados por la autoridad nacional de cada estado miembro, para que esta norma europea pueda ser aplicada, entendiéndose implícitamente que también conduce a soluciones seguras.

El presente epítome, resume, en versión libre, lo fundamental de la norma EHE aplicable a obras de arquitectura, como son los edificios. La parte expositiva, procedimental o la relativa a ingeniería civil se ha reducido al mínimo, se han eliminado muchas citas cruzadas y comentarios —información no publicada en el BOE— y se ha prescindido o enviado a anexos la información que se puede dejar para otros técnicos o una segunda lectura, como la relativa a componentes del hormigón, retracción, fatiga, pretensado o torsión. Se han tabulado las expresiones más utilizables, ampliando o ilustrando los temas más clásicos en edificios, y, siempre que ha sido posible, se han dibujado figuras realistas de objetos arquitectónicos; algunas de ellas se han recuperado de una publicación similar de la ETSAM de 1981 referente a la EH-80.

Algunos cambios respecto a la versión original de EHE proceden de licencias de estilo o erratas advertidas y comunicadas a la Secretaría Técnica del Ministerio de Fomento, o del Eurocódigo, al objeto de permitir una mayor confluencia con ese documento. Se ha respetado el orden, numeración y denominación de los artículos del original, aunque simplificando la de los subepígrafes. La información secundaria aparece en letra pequeña o en notas; [los comentarios del autor aparecen entre corchetes]

Se espera que este epítome sirva como vehículo para introducir la EHE, y para una más fácil enseñanza y aprendizaje del cálculo en hormigón en estructuras sencillas. Los arquitectos no especialistas, pero que calculan y dirigen sus propias obras, encontrarán en esta versión un manual abreviado que, en la mayor parte de los problemas, podrá sustituir con éxito a un documento, como es EHE, mucho más extenso, y menos manejable, pensado con un propósito más general. Esta segunda edición incluye, además de los criterios generales de cálculo y las comprobaciones a nivel de sección y pieza, ya publicados en la primera, todo lo relativo a elementos estructurales, ejecución y control. Como novedad, y ante el vacío en esa materia, incluye una propuesta de lo que podrían ser las claúsulas relativas a vigas planas, que en la actualidad es el tipo mayoritariamente usado en arquitectura.

Agradezco profundamente los consejos y sugerencias de los profesores del Departamento de Estructuras de la ETSAM para el enfoque y redacción de esta versión.

Pozuelo, 18 de julio de 1999

El autor es arquitecto por la Universidad de Madrid y ha trabajado desde 1968 en proyecto y en dirección de obra de edificación. Obtuvo su doctorado en 1974 en la misma universidad, y accedió a una cátedra de Estructuras en Valladolid en 1983. Fue fundador y director del Seminario de Diseño de Estructuras de la ETSAM. Ha sido Subdirector General del MOPU entre 1983 y 1987, responsable de la Normativa en Edificación, coordinador del grupo de la norma EF-88 de Forjados para la Comisión Permanente del Hormigón y miembro de la misma, secretario de la Comisión de la Norma de Protección contra Incendios en los edificios, miembro de la Comisión de Normas Sismorresistentes, y miembro del grupo de expertos en el tema de flecha y para la publicación del Eurocódigo de Hormigón. Ha sido vocal electo de la representación española ante CEB (Comité Eurointernacional del Hormigón), técnico de enlace ante la Comisión Europea del Eurocódigo de Acero, y profesor por la Universidad a Distancia de Estructuras Mixtas. Ha representado al Ministerio de Cultura español en la reunión de la CEE sobre Patrimonio Cultural y Desastres Naturales. ha sido miembro de dos comisiones del GEHO (Grupo Español del Hormigón). Prologó la versión del Consejo Superior de Colegios de la EH-88. Ha sido miembro del Instituto de Control para la Calidad en la Construcción. Es coordinador del grupo de trabajo del Eurocódigo de Fábricas, y de la revisión de la Norma Sismorresistente. Actualmente es Catedrático del Departamento de Estructuras, en la asignatura de Estructuras II y Director del Departamenteo de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

I. INTRODUCCIÓN

1. CAMPO DE APLICACIÓN

Esta instrucción se refiere a elementos estructurales[1] de hormigón en masa o armado.[2]

Los forjados se regirán además, en lo que les sea específico,[3] por la norma EF-96 "*Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado (EF-96)*".

Se supone que los proyectistas tienen suficiente capacidad y experiencia, y que la construcción y la dirección de obra serán llevadas a cabo por técnicos y operarios con conocimientos y experiencia adecuada.

El autor/a del proyecto y el director/a de la obra, están obligados a conocer y tener en cuenta las prescripciones de la presente instrucción, pero pueden, bajo su personal responsabilidad y previa justificación, emplear sistemas de cálculo y disposiciones constructivas diferentes.

2. DEFINICIONES

Cuando los términos y vocablos que se usan no tienen el significado habitual, se definen expresamente.

3. UNIDADES, CONVENCIÓN DE SIGNOS Y NOTACIÓN

Las unidades adoptadas[4] en la presente instrucción corresponden a las del Sistema Internacional de Unidades de Medidas, S.I.

4. DOCUMENTOS DEL PROYECTO

En la *memoria*[5] debe figurar un apartado con la justificación de la solución adoptada, en sus aspectos técnico y económico y las características de todas las unidades de obra, así como los datos previos, métodos de cálculo y niveles de control previstos, y la referencia a los datos geotécnicos disponibles.

---

[1] [No incluye reglas para muros de sótano, muros de carga ni soleras. No se aplica a objetos, como bordillos, bancos, losetas, peldaños, impostas, albardillas, etc, sin papel estructural y tampoco a los paneles de fachada expresamente no estructurales]

[2] También se aplica a elementos en los que las acciones de pretensado se introduzcan mediante el empleo de armaduras activas de acero [aunque la información detallada de esta técnica se publica aparte]. Se excluyen del campo de aplicación los elementos realizados con hormigones especiales, tales como los ligeros, los pesados, los refractarios y los compuestos con amiantos, serrines u otras sustancias análogas, los que hayan de estar expuestas normalmente a temperaturas superiores a 70°C y los mixtos de hormigón y perfiles de acero o con otro material de distinta naturaleza, con función resistente.

[3] [No incluye los forjados de hormigón sobre chapa grecada de acero]

[4] La convención de signos y notación utilizados se adapta a las normas generales establecidas al efecto por el Comité Mixto CEB-FIP (Comité Eurointernacional del Hormigón, y Federación Internacional del Pretensado).

[5] [En muchos casos, el cliente solicita la información en un formato o con una composición determinada]

El anejo de cálculo de la memoria debe justificar[1] el cumplimiento de las condiciones exigidas, indicando las simplificaciones, acciones, combinaciones, coeficientes de seguridad, y tipo de análisis y de modelo adoptado.

Los *planos*[2] deberán tener una definición suficiente,[3] permitiendo deducir de ellos los auxiliares de obra o de taller y las mediciones. En cada plano que se refiera a elementos de hormigón[4] figurará un cuadro con el tipo y características de los materiales, niveles de control y los coeficientes de seguridad adoptados en el cálculo.

El *pliego de condiciones* deberá indicar las características de los materiales[5] en cada zona o elemento, los ensayos de control y aceptación, las normas para ejecución de las distintas unidades de obra,[6] las precauciones que deban adoptarse durante la construcción, y las formas de medición y valoración de las distintas unidades de obra.[7]

Si es conveniente se puede indicar que, en un lugar adecuado de la obra, se coloque una placa en la que figure el valor máximo de la sobrecarga de uso que se ha considerado en el cálculo.

El *presupuesto* incluirá, de cada unidad, sus mediciones, precios unitarios descompuestos y los detalles precisos para su valoración.[8] En particular deberá figurar de forma explícita el coste de control,[9] obtenido de acuerdo con los niveles adoptados para el mismo.

En los casos en que el proyecto experimente *modificaciones* a lo largo de la ejecución de la obra, se rectificarán cuantas veces sea necesario, planos y demás documentos afectados por esas modificaciones, de tal manera que la obra terminada resulte exactamente definida en los documentos rectificados finales.

La dirección de obra elaborará y entregará además una memoria que recoja las incidencias principales de su ejecución, una colección de planos que reflejen el estado final de los elementos estructurales, tal como han sido construidos, así como una demostración documental de su control.

---

[1] Cuando se efectúen cálculos con ayuda de ordenador, se dará la identificación del programa y las opciones usadas. Si el programa suministra listados, se incluirá el de los datos introducidos y el de los resultados.

[2] Los documentos de cualquier anteproyecto o proyecto deberán estar definidos en forma tal que otro facultativo competente, distinto del autor, pueda interpretarlos o dirigir los trabajos.

[3] Conviene acotar las dimensiones en metros y con dos cifras decimales. Los diámetros de armaduras se suelen expresan con el símbolo ϕ y detrás la cifra del diámetro en milímetros. Las medidas de todos los elementos, y en particular de las armaduras, se podrán deducir a partir de las dimensiones acotadas y de las notas o especificaciones complementarias.

[4] Los planos contendrán los detalles de los dispositivos especiales, tales como los de apoyo o de enlace y las indicaciones sobre las contraflechas que convenga establecer en los encofrados, de acuerdo con el proceso de ejecución propuesto.

[5] Cuando para un material se exijan características especiales cuya determinación haya de hacerse mediante métodos de ensayo no incluidos en la presente instrucción, el Pliego deberá fijar, de un modo concreto, los valores que deban alcanzar dichas características y los procedimientos de ensayo que hayan de seguirse para medirlos.

[6] Cuando sea menester se indicará la disposición de cimbras y encofrados, el proceso de hormigonado, con especial referencia a las juntas (de retracción, de hormigonado, etc), el proceso de desencofrado y descimbrado y las tolerancias de dimensiones.

[7] El proyecto puede incluir un programa de trabajo, especificando los plazos en los que deberán ser ejecutadas las distintas partes fundamentales en que pueda descomponerse la estructura, determinando los importes que corresponde abonar al término de cada una.

[8] El cálculo de los precios de las distintas unidades de obra se basará en la determinación de los costes *directos* (la mano de obra, con sus pluses y cargas y seguros sociales, los gastos de personal, combustible, energía y amortización de maquinaria) e *indirectos* (gastos de instalación de oficinas a pie de obra, comunicaciones, personal técnico y administrativo adscrito a la obra e imprevistos) precisos para su ejecución.

[9] [La práctica habitual, consagrada en concursos de obras de titularidad pública, es, por el contrario, agrupar todo el coste del control, estructural y no estructural, en una única unidad, por un porcentaje del coste total establecido previamente]

II. BASES DE CÁLCULO

5. REQUISITOS ESENCIALES

Toda construcción debe proyectarse y construirse para que, con una seguridad aceptable, sea capaz de soportar todas las acciones que la puedan solicitar durante la construcción y su vida útil prevista, así como la agresividad del ambiente, y cumplir la función para la que ha sido construida, con unos costes razonables de conservación.[1]

6. CRITERIOS DE SEGURIDAD

En la presente instrucción se garantiza[2] la seguridad requerida de acuerdo con el método[3] de los *estados límite*, aplicando coeficientes parciales de seguridad.[4]

7. SITUACIONES DE PROYECTO

Las *situaciones* a considerar en una estructura son: *persistentes*, durante el uso habitual de la estructura, *transitorias*, durante la construcción o reparación de la estructura, o *accidentales*, como las de incendio o seísmo.

8. EL MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITE

Estados límite son aquellos en los que se considera que, si se superaran, la estructura no cumpliría alguna de las funciones para las que ha sido proyectada. La comprobación acerca de un estado límite es del tipo:

$$\mathbf{S_d} \leq \mathbf{R_d}$$

siendo:

- $\mathbf{S_d}$ efecto de las acciones aplicadas, solicitaciones, tensiones o deformaciones [o incluso la propia carga],
- $\mathbf{R_d}$ respuesta estructural o capacidad resistente [incluso en términos de carga capaz]

En los estados límite denominados *últimos*,[5] se comprueba la *resistencia* o seguridad estructural, y en los de *servicio*,[6] la *deformación* o el comportamiento de la estructura.

---

[1] Y concebida de manera que las consecuencias de acciones excepcionales tales como explosiones o impactos, así como de errores humanos, no produzcan daños desproporcionados en relación a la causa que los ha originado.

[2] En general por cálculos, aunque en algunos casos, se puede basar en ensayos.

[3] Este método permite tener en cuenta de manera sencilla el carácter aleatorio de las variables de solicitación y de resistencia que intervienen en el cálculo y que se manifiestan en forma de imprecisiones de todo tipo.

[4] Estos coeficientes no tienen en cuenta la influencia de posibles errores humanos groseros, que deben evitarse mediante el control de todas las actividades relacionadas con la obra: proyecto, ejecución, servicio y conservación.

[5] Corresponden al colapso o rotura de la misma o de una parte de ella, poniendo en peligro la seguridad de las personas, como son: fallo por deformaciones excesivas, rotura o pérdida de la estabilidad de la construcción o parte de ella, incluyendo apoyos y cimentaciones, y pérdida del equilibrio de la obra o parte de ella, considerada como un sólido rígido, y la condición de seguridad ante los fallos a nivel de sección de los elementos estructurales.

[6] Todas aquellas situaciones de estructura para las que no se cumplen sus requisitos de funcionalidad, de comodidad, de durabilidad o de aspecto; en este caso las comprobaciones son del tipo:

$$\mathbf{E_d} \leq \mathbf{C_d}$$

siendo:

- $\mathbf{E_d}$ efecto de las acciones (flecha, nivel de vibración, abertura de fisura, etc)
- $\mathbf{C_d}$ valor límite tolerable (flecha, vibraciones, abertura de fisura, etc)

III. ACCIONES Y SEGURIDAD

9. CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES

Las acciones sobre la estructura o elemento estructural se pueden clasificar, por su naturaleza, en *directas* o *indirectas*,[1] por su variación en el tiempo, en *permanentes* (G) o *variables*[2] (Q), y por su variación en el espacio, en *fijas* o *libres*.[3]

10. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

Los valores nominales de las acciones establecidos por las normas vigentes[4] tienen el carácter de valores característicos[5] (subíndice *k*). Para el peso propio de los elementos de hormigón, se tomará **23** kN/m^3 cuando es masa y **25** kN/m^3 cuando es armado o pretensado.

11. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

El principal es el característico, Q_k. Otros valores representativos[6] a partir de él, mediante un coeficiente de *combinación*, ψ, son: el valor de combinación[7] ($\psi_0 \cdot Q_k$), el valor frecuente[8] ($\psi_1 \cdot Q_k$), el valor poco frecuente ($\psi_1' \cdot Q_k$) y el valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$)

12. VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Se define valor de cálculo de una acción al obtenido como producto del valor representativo, en general el característico, por un *coeficiente parcial de seguridad*, γ_f

---

[1] Las directas son las del propio peso de la construcción y las indirectas las originadas por temperatura, asientos de la cimentación, acciones reológicas, movimientos impuestos, acciones sísmicas, etc.

[2] Las acciones permanentes actúan siempre de forma constante o casi constante, como los pesos propios de los elementos constructivos o *concargas*. Las acciones variables son las sobrecargas de uso [ocupación, tabiquería, vuelos], nieve, viento, las cargas variables del terreno, y las debidas al proceso constructivo; pueden subdividirse en *frecuentes*, *poco frecuentes* (no siendo excepcionales, se presentan unas pocas veces en la vida útil del edificio), y *accidentales*, como las asociadas a incendio, seísmo, o impacto y explosión. [La vida útil de los edificios no está bien establecida]

[3] Las acciones fijas son el peso propio y las cargas permanentes. Las libres son aquéllas cuya posición puede ser variable, como por ejemplo las sobrecargas móviles, acciones climáticas, etc.

[4] [Para edificios, la NBE-AE-88, que, desafortunadamente, no facilita los valores con arreglo a los criterios de clasificación de esta EHE]

[5] Hay un valor característico *inferior*, que tiene una probabilidad (en general del 95%) de ser superado, y un valor característico *superior*, aquel que tiene una probabilidad (en general del 95%) de *no* ser superado. De ordinario se adopta, del lado de la seguridad, el superior. Las acciones de viento y nieve son las que tienen una probabilidad del 2% de ser superadas en 1 año (periodo de retorno de 50 años) y las sobrecargas de uso las que tienen una probabilidad del 5% de ser superadas en 50 años (período de retorno de aproximadamente 1000 años).

[6] [La norma de acciones en edificios suministra algunos valores representativos, en forma de reducción de simultaneidad, por ejemplo entre tabiquería y uso, y de esta suma en altura]

[7] [Para edificios, no están definidos los valores de los coeficientes de combinación ψ]

[8] El valor *frecuente* corresponde al que no dura un 5% del tiempo, o tiene una frecuencia de 300 veces por año. El valor *poco frecuente* se asocia a un periodo de retorno del orden del año. El *casi permanente* es el que resulta superado el 50% del tiempo. [Para un cálculo preliminar, en edificios se podría tomar ψ_0 = 0,7. El valor ψ_1 oscilaría entre 0,5 y 0,7 y ψ_2, posiblemente el único con cierta incidencia en los cálculos usuales de edificios, oscilaría de 0,3 en viviendas a 0,6 en edificios públicos]

13. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

En el caso de obras de arquitectura,[1] para la comprobación de estados límite **últimos** o de resistencia, las acciones y coeficientes de seguridad que hay que considerar, son, para control *normal*:[2]

Acciones simultáneas a considerar en cada pieza	Situación persistente caso 1	caso 2	Sísmica[3]
concargas	$1{,}50 \cdot G_k$	$0{,}9 \times 1{,}50 \cdot G_k$	G_k
sobrecargas de uso[4]	$1{,}60 \cdot Q_k$	$0{,}9 \times 1{,}60 \cdot Q_k$	$\psi_2 \cdot Q_k$
viento, nieve	–	$0{,}9 \times 1{,}60 \cdot Q_k$	$\psi_2 \cdot Q_k$
sísmica	–	–	A_s

siendo: A_s valor de cálculo de la acción sísmica

permutando sobrecarga de uso por viento o nieve, si es peor.
Si las acciones permanentes suponen, en conjunto, un efecto favorable, se adoptará $\gamma_G = 1{,}0$
Si una acción variable tiene, en conjunto, un efecto favorable, se supondrá inexistente.
Si el control es *intenso* los coeficientes anteriores se reducen a $\gamma_G = 1{,}35$ y $\gamma_Q = 1{,}50$
Si el control es *reducido* los coeficientes anteriores aumentan a $\gamma_G = 1{,}60$ y $\gamma_Q = 1{,}80$

y, de la misma manera, para la comprobación de estados límite de **servicio**, o de deformación, se tomará:[5]

Acciones simultáneas	Situación poco probable[6] o frecuente		Cuasipersistente
concargas	G_k	G_k	G_k
sobrecargas de uso	Q_k	$0{,}9 \cdot Q_k$	$0{,}6 \cdot Q_k$
nieve, viento	–	$0{,}9 \cdot Q_k$	$0{,}6 \cdot Q_k$

---

[1] En un caso más general, las combinaciones y coeficientes son:

Acciones simultáneas a considerar	Tipo de situación: Persistente	Accidental	Sísmica
permanentes	$\gamma_G \cdot G_k$	G_k	G_k
pretensado	P_m	$\gamma_{PA} \cdot P_m$	P_m
variable determinante	$\gamma_Q \cdot Q_k$	$\psi_1 \cdot Q_k$	–
resto de acciones variables	$\gamma_Q \cdot \psi_0 \, Q_k$	$\psi_1 \cdot Q_k$	$\psi_2 \cdot Q_k$
accidental (sólo una de ellas al tiempo)	–	A_d	A_s

siendo:

P_m valor medio de la acción del pretensado (0,95 a 1.05 de la característica)
γ_{PA} coeficiente de seguridad del pretensado en situación accidental
A_d Valor de cálculo de la acción accidental

Cuando, como en equilibrio, haya mucha sensibilidad a las variaciones espaciales de la acción permanente, para las partes que sean favorables se tomará $\gamma_G = 0{,}9$ y para las que sean desfavorables $\gamma_G = 1{,}1$

[2] [El concepto está definido, y de un modo relativamente vago, en el artículo 95 de la versión original. En obras de arquitectura el grado de control habitual es el *normal*. Grado *intenso* sólo sería cuando, además de dirección facultativa, la obra tiene un control interno, auditado externamente (algo todavía no experimentado) y con fabricación de ferralla en instalación industrial fija con certificación voluntaria. Control *reducido* sería cuando, aunque se supervisa todo una vez, no hubiera seguimiento continuo y reiterativo (sic) de la obra.]

[3] [Tomando el criterio y el coeficiente de reducción de la norma sísmica, aunque allí no se denota con ψ_2]

[4] [Incluye todas en conjunto, ocupación, tabiquería, vuelos, etc.]

[5] En un caso general, son:

Acciones simultáneas a considerar	Situación frecuente	Situación poco frecuente	Situación excepcional
permanentes	G_k	G_k	G_k
pretensado	P_k	P_k	P_k
una variable determinante	$\psi_1 \cdot Q_k$	$\psi_1 \cdot Q_k$	Q_k
resto de variables	$\psi_2 \cdot Q_k$	$\psi_0 \cdot Q_k$	$\psi_0 \cdot Q_k$

siendo:

P_k valor característico de la acción del pretensado

[6] [Ese tipo de situación, así como las del caso general, no aparecen definidas en EHE]

IV. MATERIALES Y GEOMETRÍA

14. PRINCIPIOS GENERALES

El valor de cálculo de la respuesta estructural es función de los valores de cálculo de las propiedades de los materiales y de los datos geométricos de la construcción.

15. MATERIALES

Se define valor *de cálculo* de una propiedad de un material como el valor característico dividido entre γ_M o *coeficiente parcial de seguridad del material.*

El valor característico corresponde, normalmente, a un determinado cuantil de la distribución estadística supuesta de la variable que describe dicha propiedad;[1] para la resistencia a compresión del hormigón o la de tracción de las armaduras, un 5%.

Para los cálculos relativos a los estados límite últimos,[2] o de resistencia, como valores γ_M se tomarán:

Situación de proyecto		**persistente transitoria**	**accidental**
hormigón	γ_c	1,50	1,30
acero, pasivo y activo	γ_s	1,15	1,00

Para los cálculos de los estados límite de servicio, o comprobaciones de deformación, los valores de los coeficientes parciales de seguridad para los materiales se tomarán iguales a la unidad.[3]

Estos valores tienen ya en cuenta las imprecisiones del modelo de resistencia y la diferencia entre la resistencia de una probeta del material considerado en un ensayo, y su resistencia en obra.

16. GEOMETRÍA

Los valores característicos y de cálculo de los datos geométricos de un edificio son generalmente sus valores nominales, deducidos de los planos de proyecto, es decir $\mathbf{a}_d = \mathbf{a}_{nom}$

Cuando las imprecisiones relativas a la geometría tengan un efecto significativo sobre la fiabilidad del comportamiento estructural habrá que adoptar $\mathbf{a}_d = \mathbf{a}_{nom} + \Delta\mathbf{a}$, siendo $\Delta\mathbf{a}$ el valor que tiene en cuenta las posibles desviaciones desfavorables de los valores nominales de los datos de geometría o imperfecciones, de acuerdo con las tolerancias admitidas.

---

[1] En determinados casos, se define la propiedad de un material mediante un valor nominal, que se considerará como valor característico en los cálculos. Para la resistencia suele usarse el valor característico correspondiente al cuantil inferior, pero en algunos casos puede ser conveniente usar el superior.

[2] Salvo el de fatiga.

[3] [En general, en este tipo de comprobaciones no intervienen los valores de resistencia de los materiales]

V. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

17. GENERALIDADES

El análisis estructural consiste en la determinación de los efectos originados por las acciones, con objeto de comprobar la estructura.

18. LUCES Y SECCIONES

El modelo elegido para el análisis deberá ser capaz de reproducir el comportamiento estructural dominante.

Para el análisis de la estructura se usan modelos unidimensionales, (cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes), bidimensionales, (cuando una de sus dos dimensiones es relativamente pequeña comparada con las otras dos) y tridimensionales.[1]

En piezas a flexión con sección asimilable[2] a una T se supone que las tensiones normales se distribuyen uniformemente en un cierto ancho de las alas llamado *ancho eficaz.*

En la cabeza de compresión, puede suponerse que el ancho eficaz se extiende, a lo que exista, a cada lado del nervio, en una longitud, **Δb**, igual a un décimo de la distancia entre puntos de momento nulo, en toda la luz, incluyendo, en el caso de vigas continuas, las regiones cercanas a los apoyos intermedios. En la cabeza de tracción, el ancho eficaz se extiende, a cada lado del nervio, en una longitud, **Δb**, igual a cuatro veces el grosor, **t**, del ala. En el caso de secciones con sección en T provista de cartabones o macizados, como ancho de nervio se puede tomar el que hay en la intersección de éstos con el ala, después de eliminar las zonas que excedan de un aumento de ancho a 45° con el nervio real.

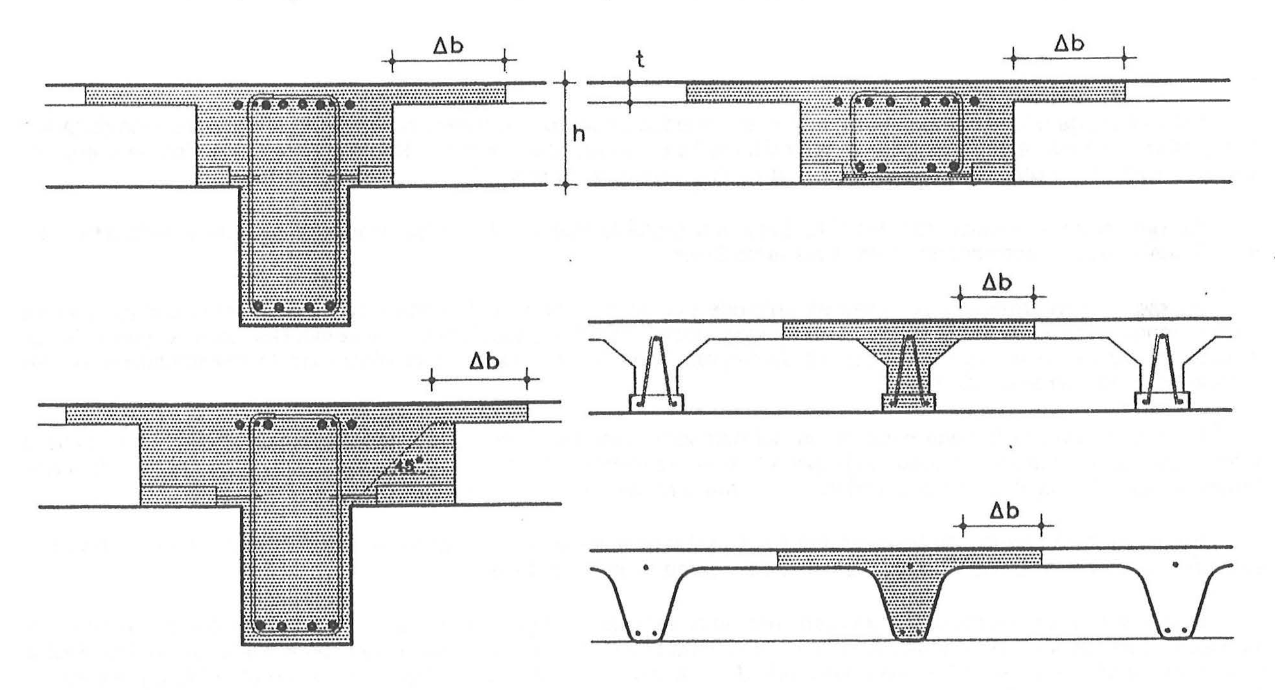


Figura 18.2 Ancho eficaz de ala

[1] Los modelos más frecuentes son los basados en formulaciones analíticas del comportamiento de elementos (barras, placas, membranas, láminas), los modelos de cálculo de secciones, los basados en el método de los elementos finitos, los modelos de bielas y tirantes y los modelos basados en la teoría de la elasticidad.

[2] [Como sucede con las vigas planas o de descuelgue de los pisos de edificios, en las que las alas son la losa superior del forjado]

Salvo justificación especial, para análisis se considerará como luz de cálculo la distancia entre ejes de apoyo.[1]

En general el análisis de la estructura se realizará utilizando la sección *total* [2] de los elementos. Cuando se desee mayor precisión en comprobaciones de servicio, podrán utilizarse las propiedades de la sección *neta* u *homogeneizada.*[3] En algunas comprobaciones de servicio se utiliza la sección *fisurada.*[4]

19. MÉTODOS DE ANÁLISIS

Todo análisis debe satisfacer, ineludiblemente, las condiciones de *equilibrio.* Para considerar sólo parcialmente las condiciones de *compatibilidad* o las *relaciones de tensión a deformación* reales, se debe verificar aparte que hay un grado de ductilidad apropiado.

El análisis global de una estructura puede ser: lineal,[5] no lineal,[6] lineal con redistribución limitada,[7] y plástico.[8]

20. Análisis estructural del pretensado

[El análisis del pretensado se recoge en el anejo P]

---

[1] [Si se trata de nudos rígidos, o cargaderos entregados en muros, es tradicional considerar como luz una distancia no superior a la neta, entre caras de apoyo, más medio canto en cada extremo. Sobre muros de fábrica, la norma en cuestión, NBE-FL, suministra reglas para una amplia variedad de casos]

[2] Se entiende por sección *total* [EHE la denomina *bruta*] la que resulta de las dimensiones reales de la pieza, sin deducir los espacios correspondientes a las armaduras.

[3] En piezas con armadura postesas se entiende por sección *neta* la obtenida a partir de la total, deduciendo los huecos longitudinales practicados en el hormigón, (tales como entubaciones o entalladuras para el paso de las armaduras activas o de sus anclajes). La *homogeneizada* incluye además el efecto de la solidarización de las armaduras longitudinales adherentes.

[4] Es la formada por la zona comprimida del hormigón y las áreas de las armaduras longitudinales, tanto activas adherentes como pasivas, multiplicadas por el correspondiente coeficiente de equivalencia. [La sección fisurada depende pues del régimen de solicitaciones; por tanto no es, en rigor, una propiedad de la sección.]

[5] Es el que está basado en un comportamiento elástico y lineal de los materiales, considerando el equilibrio en la situación no deformada. Con análisis lineal suele usarse la sección *total.*

[6] Una estructura muestra un comportamiento *no lineal* cuando deja de existir proporcionalidad entre la acción y la respuesta. Las causas más significativas de no linealidad son la relación no lineal de tensión a deformación, los efectos de la deformación de la estructura en el equilibrio de la misma, conocidos como efectos de *segundo orden,* y la interacción entre ambos. Este tipo de comportamiento es propio de las estructuras de hormigón en fases avanzadas de carga e incluso en situaciones de servicio. El análisis no lineal requiere, para cada nivel de carga, un proceso iterativo en el que, tras sucesivos análisis lineales, se converge a una solución que satisface la relación de tensión a deformación, dependiendo pues de la *historia de carga,* [cuestión que en edificios aún no está normalizada]

[7] Consiste en simplificar el análisis de la no linealidad, sustituyendo sus efectos por una *redistribución,* o alteración de los momentos derivados del análisis lineal, de manera que los esfuerzos resultantes satisfagan las condiciones de equilibrio, comprobando que existe suficiente *ductilidad* para ello.

[8] El análisis plástico es aquél que incluye uno de los tres teoremas básicos de la plasticidad: el del límite inferior, el del límite superior, o el de unicidad, y supone un comportamiento rigidoplástico o elastoplástico de los materiales.

21. PÓRTICOS

21.1 Análisis lineal

En pórticos,[1] el análisis lineal es especialmente adecuado para las comprobaciones de deformación, aunque también es válido para las de resistencia[2] en vigas continuas, *pórticos intraslacionales* y para obtener esfuerzos de primer orden en pórticos *traslacionales* en los que los efectos de *segundo orden* sean[3] reducidos.

21.2 Análisis no lineal

Con pórticos, el análisis no lineal vale tanto para comprobaciones de resistencia como de deformación, pudiendo usarse los métodos de *sección*[4] o los de *rótulas plásticas.*

Los modelos basados en *rótulas plásticas* consideran que las deformaciones anelásticas importantes, debidas a la plastificación, se concentran en secciones críticas. El análisis no lineal consiste en ir introduciendo progresivamente rótulas plásticas en las secciones críticas, en función del nivel de cargas, y efectuar el análisis hasta que, bien se forme un mecanismo de colapso, bien se alcance la rotación límite en alguna sección crítica.

Para el caso de pórticos o vigas simples, son válidos los modelos de relación de solicitación a deformación *uniaxiales.*[5]

El método general de análisis no lineal en teoría de segundo orden es aquél que considera simultáneamente los efectos de la no linealidad del comportamiento de los materiales, el equilibrio de la estructura en su configuración deformada y los efectos estructurales de las deformaciones diferidas del hormigón.

Para pórticos sensibles a efectos *traslacionales*, en los que se requiera un análisis no lineal en segundo orden, puede ser suficiente un análisis elástico en segundo orden, representando, de manera simplificada, la reducción de rigidez debida a la no linealidad mecánica.

21.3 Análisis lineal con redistribución limitada

Para comprobaciones de resistencia, se pueden[6] reducir los momentos flectores de las secciones más solicitadas, obtenidos de un análisis lineal, con tal de que la ley de momentos redistribuida esté en equilibrio con las cargas exteriores.

---

[1] [Son las estructuras clásicas en obras de arquitectura o edificios, con forjados planos sustentados en pilares, que pueden modelarse como un único pórtico tridimensional o varios pórticos bidimensionales, formados por alineaciones de soportes y la parte del forjado que, en cada nivel, hace de dintel]

[2] El uso de análisis lineal para comprobaciones de estados límite últimos implica aceptar que las secciones críticas tienen una cierta ductilidad que permita alcanzar la distribución de esfuerzos supuesta sin que se produzca una rotura local, recomendándose que, en ese estado, la profundidad relativa de la fibra neutra sea menor que 0,45 [Se trata de un cambio respecto a EH; ahora, aun para llegar a los resultados sin redistribuir, hace falta ductilidad, y se imponen limitaciones de profundidad comprimida, confirmando que dicho análisis no logra acceder a las solicitaciones]

[3] Véase el apartado **43.1**

[4] Los métodos de sección tipo *multicapa* están basados en el análisis no lineal de secciones, estableciendo, para cada nivel de carga, las condiciones de equilibrio entre tensiones y esfuerzos, las de compatibilidad de deformaciones entre los diferentes materiales y satisfaciendo la relación de tensión a deformación.

[5] Es decir, en los que no se tenga en cuenta la influencia de tensiones transversales a la directriz de la pieza en la rigidez ni en la resistencia longitudinal.

[6] [Esta posibilidad debe usarse inteligentemente, para homogeneizar los resultados o rentabilizar un despiece; no es nada aconsejable usar el mismo coeficiente de redistribución en todas las piezas]

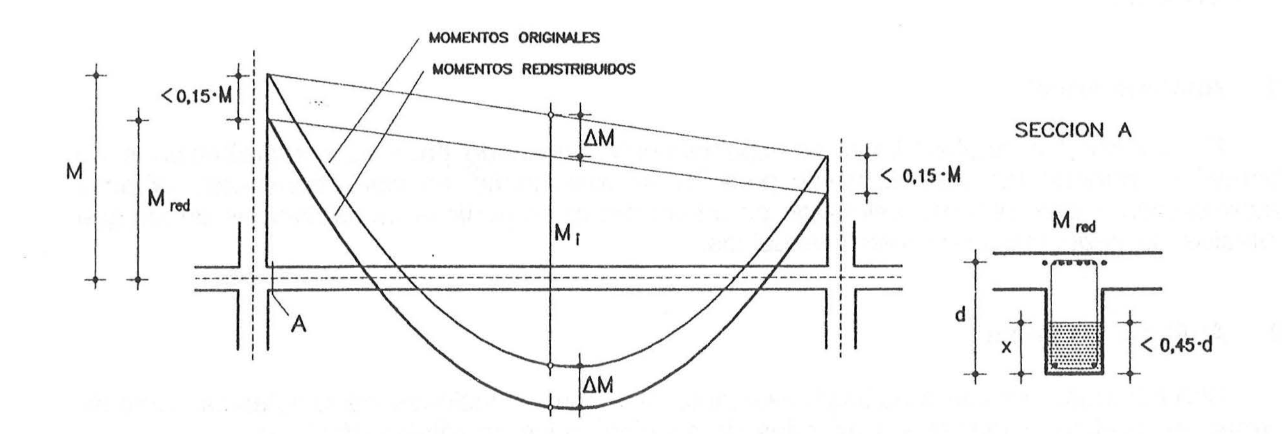


Figura 21.1 [Redistribución de momentos en vigas]

En los dinteles de pórticos intraslacionales se puede *redistribuir* los momentos[1] en hasta un 15% del máximo momento negativo, siempre que la profundidad de la fibra neutra de la sección sobre el soporte, sometida al momento redistribuido, sea inferior a 0,45·d

21.4 Análisis plástico

Este método es válido para comprobaciones de resistencia en pórticos poco sensibles a los efectos de segundo orden.[2] Con análisis plástico debe comprobarse que las rotaciones plásticas requeridas en las rótulas, para el mecanismo supuesto, son menores[3] que el valor límite[4] θ_{pl}

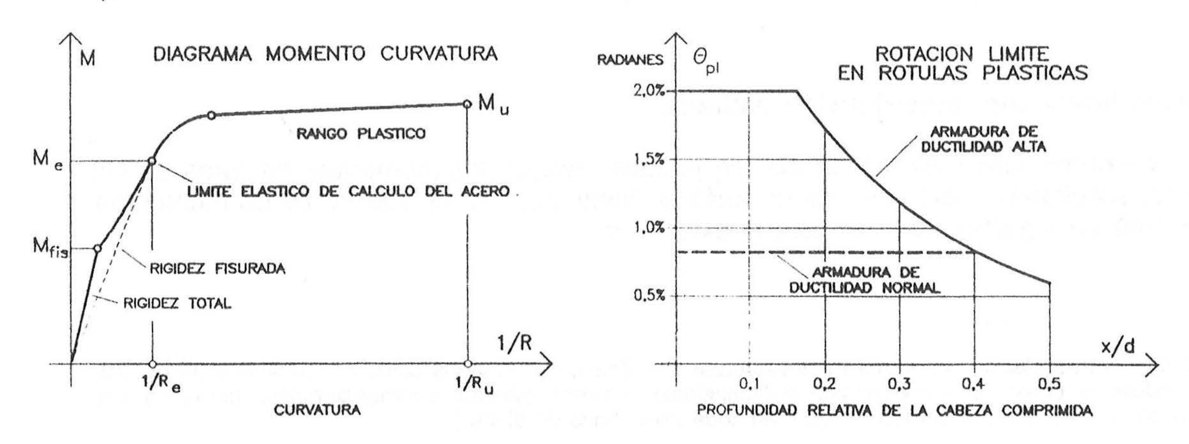


Figura 21.2 [Rotación límite en rótulas plásticas]

[1] [Consiste en alterar dos de los momentos (extremos y vano) hasta el porcentaje señalado del mayor de todos ellos, independientemente en cada uno; el tercero vendrá obligado para cubrir el *isostático*; si se reducen los extremos, el máximo positivo se obtiene *descolgando* de ellos el isostático, para carga uniforme, $qL^2/8$]

[2] [Los de obras de arquitectura suelen serlo]

[3] [Considerando análisis plástico, caben rangos de redistribución muy amplios. Para la rotación plástica límite dada en la figura, en dinteles de una esbeltez inferior a 40, son generalmente posibles las soluciones con relación de momento positivo a negativo entre 1/2 y 2/1, o casi cualquier ajuste de la solicitación a la capacidad resistente dispuesta de forma arbitraria, dentro de los márgenes habituales. En general, no hay grandes ventajas en pasar de la *igualación* de momentos positivos y negativos]

[4] [En la versión original de EHE no se suministran valores de θ_{pl}; la figura procede del Eurocódigo]

22. LOSAS

22.1 Generalidades

Este artículo es aplicable a losas[1] macizas sometidas a flexión[2] en las dos direcciones,[3] con o sin pretensado.[4] También se incluyen losas nervadas, huecas o aligeradas[5] interiormente, siempre que su rigidez pueda ser asimilable a la del caso macizo.

22.2 Análisis de losas

El análisis lineal de losas es válido tanto para las comprobaciones de resistencia como para las de deformación.

Los momentos en zonas con fuerte gradiente (por ejemplo, bajo cargas concentradas o sobre reacciones de sustentación) pueden distribuirse en un área de ancho conveniente, siempre que se conserve el equilibrio.

Para el análisis no lineal pueden utilizarse modelos multicapa o bien relaciones de momento a curvatura, combinados con la hipótesis de deformación plana de las secciones.[6]

En el comportamiento del hormigón, será conveniente tener en cuenta los estados biaxiales de tensión, que influirán tanto en la rigidez como en la resistencia del mismo. Igualmente debe considerarse la posible fisuración en varias direcciones, la orientación de las armaduras y la contribución del hormigón traccionado entre fisuras, cuyo efecto, especialmente cara a la deformación, puede ser notable en losas, debido a la pequeña cantidad de armadura relativa que poseen.

22.3 Losas sobre apoyos aislados

Las losas macizas o aligeradas de hormigón armado con nervios en dos direcciones perpendiculares, que no poseen, en general, vigas para transmitir las cargas a los apoyos y descansan directamente sobre soportes,[7] con o sin capitel,[8] pueden analizarse de manera simplificada, tomando *pórticos virtuales* en cada dirección, constituidos por una fila de soportes y dinteles de sección igual a la de la losa entre las líneas trazadas a mitad de distancia de las filas adyacentes.

---

[1] [El texto original las denomina "placas"]

[2] Para que un elemento bidimensional plano pueda ser considerado como una losa, la luz mínima deberá ser al menos cuatro veces su grueso.

[3] Una losa sometida predominantemente a cargas uniformemente distribuidas puede considerarse unidireccional si tiene dos bordes libres y sensiblemente paralelos, o si es la parte central de una losa sensiblemente rectangular apoyada en los cuatro bordes, cuya relación entre la longitud de sus lados es mayor que 2.

[4] Independientemente del tipo de tendones que se usen (adherentes o no adherentes), las fuerzas de contacto debidas a la curvatura y al rozamiento de los cables y las fuerzas que actúen en los anclajes pueden tratarse, en los estados límite de servicio, como cargas externas.

[5] [Los forjados unidireccionales se rigen por su norma específica, actualmente EF–96]

[6] [De ordinario las losas son muy dúctiles, siendo el elemento por excelencia al que se aplica análisis plástico, conocido en este caso como *líneas de rotura*, generalización a elementos bidimensionales del de rótulas plásticas aplicable a elementos lineales como vigas. Con líneas de rotura se obtiene la máxima eficacia en losas.]

[7] [El documento original explicita sólo "soportes de hormigón"]

[8] Ensanchamiento, si existe, del extremo superior de un soporte, que sirve de unión entre éste y la losa.

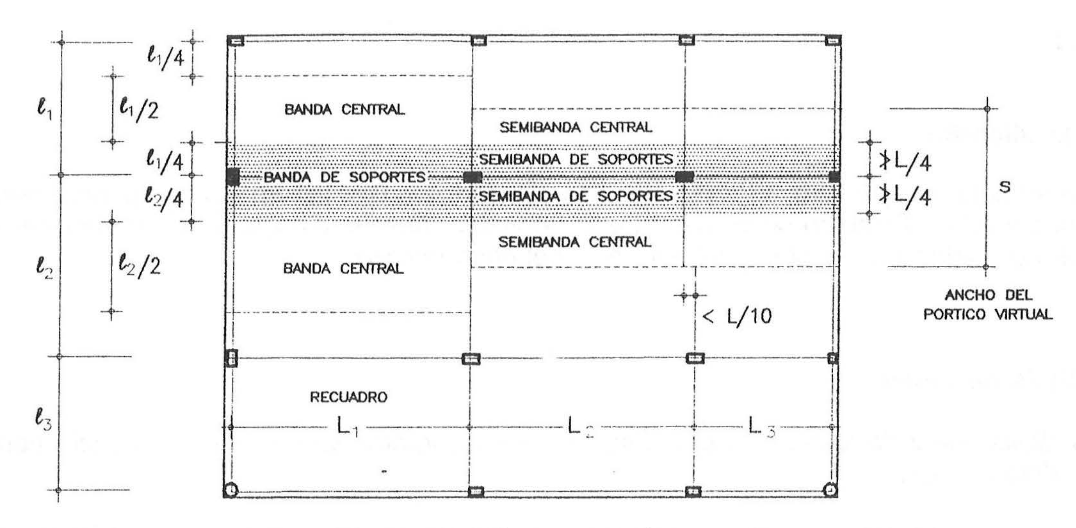


Figura 22.1 Pórticos virtuales

En general, si cabe sospechar que no hay interacción entre pórticos virtuales, éstos pueden analizarse con un modelo de barras, teniendo en cuenta, que:

- como rigidez de la losa se tomará, para acciones verticales, la total correspondiente al ancho del pórtico virtual, y para acciones horizontales la correspondiente al 35% de dicho ancho, considerando en ambos casos, si existen, las variaciones de inercia que haya a lo largo de la directriz,
- como rigidez de los soportes, se tomará una rigidez reducida, para tener en cuenta el retorcimiento de la losa,[1]

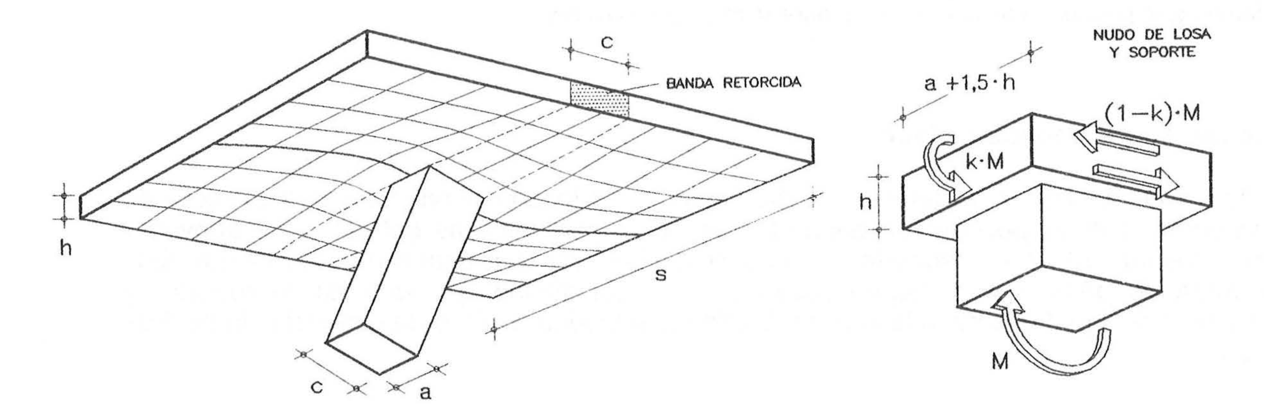


Figura 22.2 Retorcimiento de losa

y en particular, si se cumple que:

- la desviación de la posición de los soportes respecto a una cuadrícula no supera el 10% de la luz
- los recuadros tienen una relación de rectangularidad no superior a 2,
- la diferencia de luces entre tramos consecutivos no es mayor que un tercio de la luz mayor,
- la sobrecarga es uniformemente distribuida y no mayor que el doble de la permanente,[2]
- hay al menos tres tramos en cada dirección

---

[1] Como rigidez reducida puede tomarse la real dividida por:

$$(1 + \mathbf{a}\cdot\mathbf{s}/(9\cdot\mathbf{H}\cdot(\mathbf{h}-0{,}6\cdot\mathbf{c}) \ ),$$

siendo **a** lado del soporte en dirección perpendicular al pórtico
s ancho del pórtico virtual
H altura entre plantas
h canto de la losa
c canto del soporte, lado en la dirección del pórtico

[2] [Se sobreentiende que la permanente debe serlo también. En edificios es habitual que, además del peso propio de la losa, ésta deba soportar cargas lineales de cerramiento y particiones pesadas. Con una lectura literal, el método no sería aplicable nunca a obras de arquitectura]

puede suponerse que las solicitaciones debidas a carga vertical tienen los valores indicados en la figura **22.3**; en ese caso, además:

- sobre los soportes interiores se tomará un momento igual al mayor de los obtenidos a cada lado de él.
- si se supone momento negativo en la sección de borde (caso A), la viga o zuncho en ese punto debe transferir por torsión los momentos en el borde de la losa al soporte propiamente dicho.
- en ese mismo caso, el soporte debe dimensionarse para soportar la totalidad del momento de la losa
- cada soporte interior debe dimensionarse para un momento[1] de valor $(\mathbf{g}+\mathbf{q}/2)\cdot\mathbf{s}\cdot\mathbf{L}^2/14 - \mathbf{g}\cdot\mathbf{s}\cdot\ell^2/14$ siendo **g** la carga permanente, **q** la sobrecarga, **s** el ancho del pórtico y **L**,**ℓ** las luces sucesivas, asignando al tramo superior e inferior una fracción proporcional a su rigidez.[2]

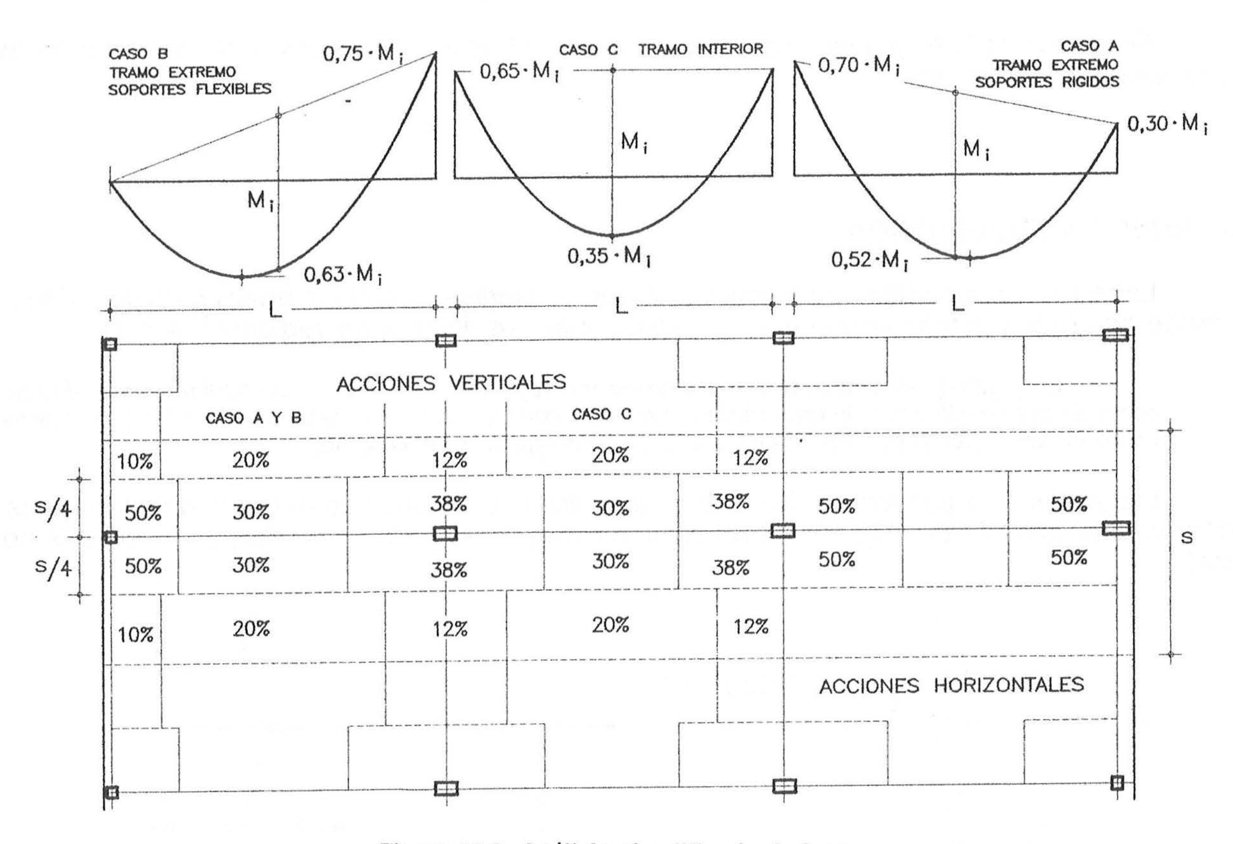


Figura 22.3 Análisis simplificado de losas

Aplicando el método simplificado de los pórticos virtuales, los momentos se repartirán[3] en el ancho del pórtico como se indica en la figura **22.3**; además:

- del momento entre soporte y losa, **M**, una fracción, **k·M**, debe soportarse en un ancho **a** + 1,5·**h**, siendo **k** el valor:

c/b	0,5	1,0	2,0	3,0
k	0,55	0,40	0,30	0,20

siendo **c** el canto del soporte, lado perpendicular al pórtico
b en soportes interiores o de esquina, su ancho; en soportes de fachada el doble de su ancho,
- la fracción restante, (1-**k·M**), debe ser resistida por un par de esfuerzos de desgarramiento, en la banda de retorcimiento definida en la figura **22.2**, teniéndolo en cuenta para la distribución de tensiones tangenciales de punzonado.[4]

---

[1] [Es poco explicable que el momento sea independiente de las dimensiones o compresión de los soportes]

[2] [Se entiende que en el caso de que el soporte en cuestión crezca *a ejes*; si crece *a caras* debe descontarse previamente la resultante de las compresiones de ambos]

[3] [La longitud y despiece de las armaduras se establece más adelante]

[4] [El apartado de punzonado no presenta la formulación para ello]

23. MEMBRANAS Y LÁMINAS

Para la determinación de esfuerzos, deformaciones y estabilidad en *láminas,*[1] se recurrirá en general al cálculo elástico,[2] siendo de aplicación todas las hipótesis generales de la elasticidad y las simplificaciones clásicas para este tipo estructural. A tales efectos, se supondrá el hormigón sin armar ni fisurar, es decir, perfectamente homogéneo e isótropo.

Las láminas sometidas a esfuerzos de compresión se analizarán teniendo en cuenta posibles fallos por pandeo, considerando las deformaciones elásticas y, en su caso, las debidas a la fluencia, variación de temperatura y retracción del hormigón, los asientos de la sustentación y las imperfecciones en la forma de la lámina por inexactitudes durante la ejecución.

El análisis no lineal puede proporcionar una muy buena aproximación al comportamiento estructural de las láminas.[3]

24. NUDOS Y ENCUENTROS

Las zonas, como nudos y encuentros, donde se producen cambios bruscos de geometría, o donde se aplican cargas concentradas o reacciones, se denominan regiones[4] tipo *D*.

En algunos elementos, el total puede ser una región *D*, o sea una *discontinuidad generalizada*, como en el caso de vigas de gran canto o ménsulas cortas, y aun en el caso de estructuras de barras esbeltas, las zonas *D* pueden ocupar una fracción mayoritaria del conjunto.

Las zonas *D* se pueden analizar con análisis lineal, con el método del campo de tensiones estáticamente admisibles, mejor conocido como método de las *bielas y tirantes*, y con análisis no lineal.

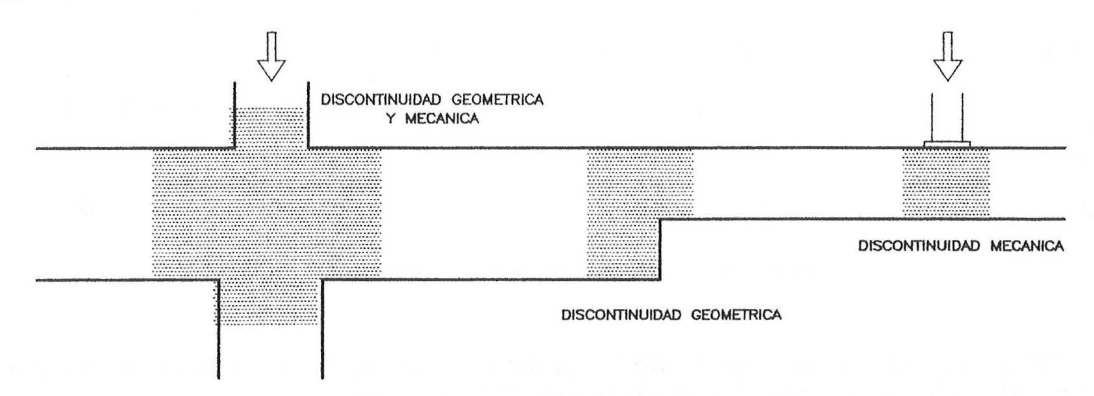


Figura 24.1 Tipos de discontinuidad

---

[1] Se denominan láminas aquellos elementos estructurales superficiales, de espesor pequeño en comparación con sus otras dimensiones, que, desde un punto de vista estático, se caracterizan por su comportamiento resistente tridimensional. Las láminas suelen estar solicitadas por esfuerzos combinados de membrana y de flexión, estando su respuesta estructural influida fundamentalmente por su forma geométrica, sus condiciones de borde y la naturaleza de la carga aplicada.

[2] No se admite el cálculo plástico para la determinación de esfuerzos en láminas, salvo que se justifique convenientemente su aplicación al caso particular estudiado.

[3] Si no se posee experiencia acerca del proyecto y ejecución de láminas análogas al caso que se estudia, la utilización de un modelo experimental reducido puede complementar satisfactoriamente los estudios analíticos, permitiendo calibrar la bondad de las hipótesis simplificadoras planteadas.

[4] Se entiende por regiones tipo *D* (regiones de *discontinuidad* geométrica o mecánica) donde deja de ser válida la teoría general de flexión, es decir, donde no es aplicable la suposición de ley plana de deformaciones, [el valor de momento flector y cortante siguen significando la resultante de tensiones, pero no sirven para deducir, con las reglas habituales, la armadura.]

El análisis lineal permite deducir las tensiones principales[1] y las deformaciones, y es válido t^nto para comprobaciones de resistencia como de deformación.

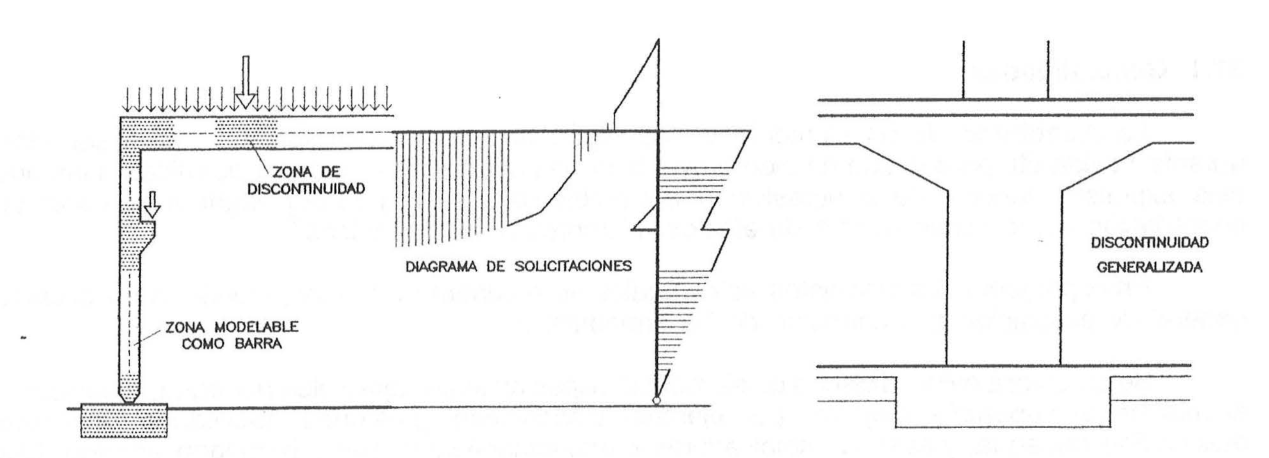


Figura 24.2 Amplitud de la discontinuidad

El método de las *bielas y tirantes* consiste en sustituir la parte de la estructura que constituya la región *D*, por una estructura de barras[2] articuladas, generalmente plana, que representa lo esencial de su comportamiento. El modelo[3] debe dar cuenta de las solicitaciones obtenidas en la frontera de la zona[4] D.

Con este modelo no se comprueban explícitamente las condiciones de servicio, en particular la fisuración, pero pueden considerarse satisfechas si se cumplen las condiciones del artículo **40**.

25. ANÁLISIS EN EL TIEMPO

Para considerar los efectos estructurales de la fluencia, retracción y envejecimiento y, en su caso, de la relajación del pretensado, puede hacerse un análisis en el tiempo[5], con un método[6] paso a paso o método general, con el método del módulo ajustado a la edad, también conocido como método del coeficiente de envejecimiento, o con fórmulas simplificadas basadas en la aplicación del método del coeficiente de envejecimiento a casos particulares.[7]

[1] Las concentraciones de tensiones, como las que se dan en las esquinas o huecos, pueden redistribuirse teniendo en cuenta los efectos de la fisuración, reduciendo la rigidez en las zonas correspondientes.

[2] Las barras comprimidas se definen como *bielas* y representan la comprensión del hormigón. Las barras traccionadas se denominan *tirantes* y representan las fuerzas de tracción de las armaduras.

[3] El modelo, que supone comportamiento plástico perfecto, satisface los requisitos del teorema del límite inferior de la plasticidad, y el de unicidad.

[4] Cuando se trate de una estructura con discontinuidad generalizada, el modelo debe dar cuenta de las acciones actuantes.

[5] Debido a las deformaciones reológicas del hormigón, se producen variaciones en la deformación, que inducen cambios en el estado de tensión del hormigón y acero, en la distribución de solicitaciones entre las distintas secciones, y en la flecha.

[6] En todos los métodos se admite que la fluencia es independiente de la retracción y que la deformación de fluencia es proporcional a la tensión que la produce, tanto para el hormigón en tracción no fisurado como en compresión, siempre que las tensiones de compresión no superen el 45% de la resistencia en el instante de aplicación de la carga.

[7] [El anejo T contiene información más detallada acerca del análisis en el tiempo]

VI. DURABILIDAD

37.1 Generalidades

La durabilidad de un elemento de hormigón armado es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectado, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesto, función de la agresividad del ambiente,[1] y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a los mecánicos.[2]

En el proyecto, los elementos estructurales se agruparán por tipos, identificando la clase general de exposición a la corrosión de las armaduras.[3]

Se procurará evitar el diseño de elementos especialmente agredibles por agua, reduciendo al mínimo la superficie mojable, por ejemplo disponiendo goterones, facilitando la rápida evacuación del agua, y evitando salpicaduras o encharcamientos sobre hormigón armado. Las cámaras que puedan producir condensaciones sobre elementos de hormigón armado, estarán ventiladas y drenadas.

Si se encomienda la durabilidad a elementos específicos de protección adicional, como pinturas, que poseen, por lo general, una vida inferior a la de la obra, conviene prever la manera de abordar el mantenimiento, reparación o reposición de las mismas.

37.2 Requisitos de durabilidad

Los requisitos básicos desde el punto de vista de la durabilidad son, el recubrimiento[4] de las armaduras, y la relación de agua a cemento y el contenido mínimo de cemento del hormigón.

Para armaduras principales, el recubrimiento debe ser al menos igual al diámetro de la armadura,[5] y a 0,8 veces el tamaño máximo del árido.[6] Además se garantizará que, en ningún punto el recubrimiento sea inferior al valor de la tabla de la página siguiente, función del tipo de ambiente, para lo cual, en proyecto se especificará un recubrimiento *nominal* 10 mm mayor[7] que será el que sirva de base para la elección del tamaño de separadores.

Se proyectarán separadores[8] cada 50ϕ en general, (siendo ϕ el diámetro de la armadura) sin superar 100 cm, y al menos 3 por tramo de pieza, y a no más de 50 cm en emparrillados superiores de losa o en ambos emparrillados de muros de contención.

---

[1] [Los tipos de ambiente se definen en la versión original en el artículo 8.2]

[2] Como son las cargas o solicitaciones consideradas en el análisis estructural.

[3] En su caso, debe añadirse las específicas de otros procesos posibles de degradación química, heladas, o erosión, como es el caso de algunas construcciones industriales, pavimentos, construcciones marinas, etc.

[4] Recubrimiento es la distancia entre la superficie exterior de la armadura y la superficie del hormigón más cercana. [En algunos documentos, relativos a la resistencia a incendio, se denomina equívocamente recubrimiento a la distancia entre *el eje* de la armadura y la cara exterior del hormigón]

[5] En el caso de barras dobladas, el recubrimiento en dirección perpendicular al plano de la curva, será de al menos 2 diámetros.

[6] Si la disposición dificulta el paso del hormigón, el valor se eleva a 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

[7] Si el control es *intenso*, bastará 5 mm.

[8] De material resistente a la alcalinidad del hormigón, no agresivos para el acero, impermeables, si son de hormigón o mortero, de características parejas a las del hormigón de la obra, y fácilmente enlazables al hormigón de la pieza. No deben ser de madera ni de material residual de la construcción, y si quedan vistos, tampoco metálicos.

Cuando el recubrimiento resulte superior a 50 mm, deberá considerarse la conveniencia de colocar una malla de reparto en el medio del espesor de la zona traccionada, con una sección igual al 5‰ de dicha área.

En elementos hormigonados *contra* el terreno, el recubrimiento[1] será de 70 mm.

Ambiente	Descripción	Recubrimiento[2]	Relación de agua a cemento	Contenido mínimo de cemento
I. No agresivo	Elementos de hormigón en masa Elementos en el interior de edificios, no sometidos a condensaciones[3]	20 mm	< 0,65	200 kg/m³ 250 kg/m³
Agresividad normal (carbonatación)				
II.b Humedad baja	Elementos de hormigón visto, protegidos de la acción directa de la lluvia en zonas con menos de 600 mm de precipitación media anual.	30 mm	< 0,55	300 kg/m³
II.a Humedad alta[4]	Elementos sometidos a humedades altas o condensaciones, tales como elementos en sótanos no ventilados, y aleros u hormigones en cubierta no revestidos, en zonas con más de 600 mm de agua de precipitación media anual, y elementos de cimentación *en contacto* con el terreno	25 mm	< 0,60	275 kg/m³
Agresividad fuerte (corrosión por cloruros)				
III.a Ambiente marino	Hormigones vistos en zonas costeras (a menos de 5 km del mar)	35 mm	< 0,50	300 kg/m³
IV. Piscinas	Elementos no impermeabilizados de vasos de piscina	35 mm	< 0,50	325 kg/m³

La relación de agua a cemento y el contenido mínimo de cemento del hormigón[5] se ajustarán a los valores de la tabla en función del tipo de ambiente.[6] Además, el contenido total de cloruros en un hormigón armado debe ser inferior al 0,4% del peso del cemento.

---

[1] Si se dispone un hormigón de limpieza, bastará el recubrimiento prescrito con carácter general.

[2] En elementos prefabricados, o en láminas, puede ser 5 mm menor. En el caso particular [de forjados planos, como el] de viguetas de forjado, se podrá computar como recubrimiento el del revestimiento, siempre que éste sea compacto e impermeable, pero en todo caso el recubrimiento *en* hormigón no será inferior a 15 mm [en elementos prefabricados en instalación industrial fija y 20 mm en los hormigonados en obra]

[3] [Los elementos situados en paredes o techos de cuartos húmedos ordinarios, como cocinas o baños, suelen poseer revestimientos, que por lo general, evitan la agresión del agua. Sin embargo, los situados en los suelos de este tipo de habitaciones, sobre todo si alojan conducciones o desagues, acaban muchas veces sufriendo degradación por agua]

[4] [Dado el sistema de clasificación, no es fácil interpolar para casos intermedios, aunque sí actuar del lado de la seguridad, adoptando siempre para hormigones a la intemperie las condiciones de II.b]

[5] Se puede conseguir una constatación experimental de carácter indirecto del cumplimiento de estos requisitos a través del ensayo de impermeabillidad al agua (UNE 83309:90 ex), si la profundidad máxima resulta menor de 50 mm y la media no supera 30 mm.

[6] Las adiciones permiten reducir el contenido de cemento propiamente dicho, pero en ningún caso puede bajarse de 200 kg/m³ para hormigón en masa o de 250 kg/m³ para armado.

VIII. DATOS DE LOS MATERIALES

38. ACERO

Los diagramas que relacionan la tensión con la deformación[1] del acero de las armaduras corrugadas, a tracción y compresión, son los siguientes:[2]

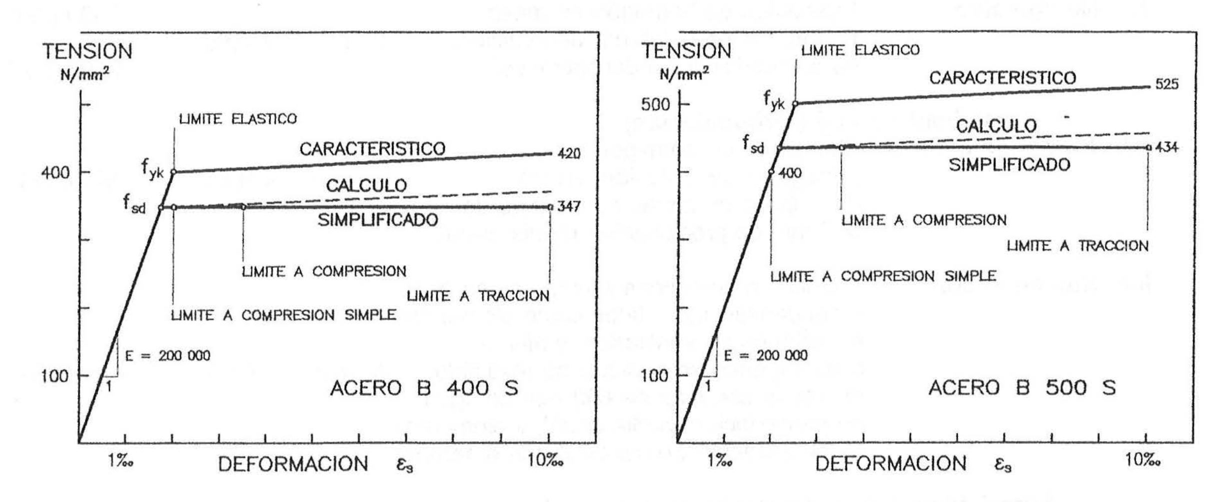


Figura 38.1 Diagramas de las armaduras pasivas

39. HORMIGÓN

El hormigón de cada elemento de la estructura se denominará con un código del tipo:

HA 25 / B / 20 / I

siendo:

- **HA** sigla de hormigón armado; **HM** en masa; **HP** pretensado
- **25** resistencia característica[3] en N/mm²; para hormigón en masa puede usarse **20**; para hormigón armado en edificación[4] **25** o **30.**
- **B** sigla de consistencia blanda, la recomendable en obras de arquitectura, o **F** si es fluida; no se recomienda ni **S** (seca) ni **P** (plástica)
- **20** tamaño máximo del árido[5] en mm; en cimentación se usa **40** mm.
- **I** ambiente correspondiente a edificación en general; **IIb** hormigones vistos a la intemperie, **IIa** cimentaciones y hormigones sometidos a agua de lluvia, **IIIa** vistos en zonas costeras, y **IV** en vasos de piscina.

---

[1] El diagrama característico es el que se adopta en los cálculos. Para deformaciones de tracción no mayores del 10‰, presenta un nivel de confianza del 95% con respecto a los resultados del ensayo tipificado en UNE 7474-1:92.

[2] Con control de acero de tipo *reducido* (ver artículo 90), la resistencia de cálculo se reduce por 0,75

[3] La que se define en el proyecto se denomina *resistencia característica especificada* o *resistencia de proyecto.* La *resistencia característica real* es la correspondiente al cuantil del 5% en la distribución de resistencia obtenida en la obra. Las comprobaciones se refieren a la *resistencia característica estimada,* que se supone refleja bien el valor de la real, obtenida de manera que el 95% de las amasadas la superan. Garantizar esa probabilidad es el objeto del control en obra. Para menos de 20 amasadas, el cuantil del 5% corresponde al valor de la amasada de menor resistencia; por ello si no se ensayan todas, el valor característico es incluso inferior que el menor de todos los valores obtenidos.

[4] Otros valores posibles son 35, 40, 45 y 50. Expresamente, las prescripciones de la instrucción no cubren los hormigones de más de 50 N/mm².

[5] [Cuando el forjado es unidireccional, EF-96 obliga a 20 mm, lo que incluye también las vigas]

Los valores de resistencia[1] y módulo de elasticidad, en N/mm², son:[2]

Tipo de hormigón	**HM20**	**HA25**	**HA30**	en general
Resistencia característica a compresión	20	25	30	f_{ck}
Resistencia de cálculo a compresión[3]	13	17	20	$f_{cd} = f_{ck}/1{,}5$
Resistencia característica a tracción				
inferior (5%)	1,5	1,8	2,0	$f_{ct,k} = 0{,}21 \cdot f_{ck}^{2/3}$
media	2,2	2,6	2,9	$f_{ct,m} = 0{,}30 \cdot f_{ck}^{2/3}$
superior (95%)	2,9	3,3	3,7	$f_{ct,k\,0,95} = 0{,}39 \cdot f_{ck}^{2/3}$
Módulo tangente[4] a 28 días	27000	29000	31000	$E_{o,28} = 10000 \cdot (f_{cm})^{1/3}$
Módulo secante[5] a 28 días	23000	25000	26000	$E_{28} = 8500 \cdot (f_{cm})^{1/3}$

Para las comprobaciones de resistencia (estados límite últimos) de secciones sometidas a solicitaciones normales, como resultante de la cabeza comprimida se adoptará la que se deduce de uno de los diagramas[6] siguientes:

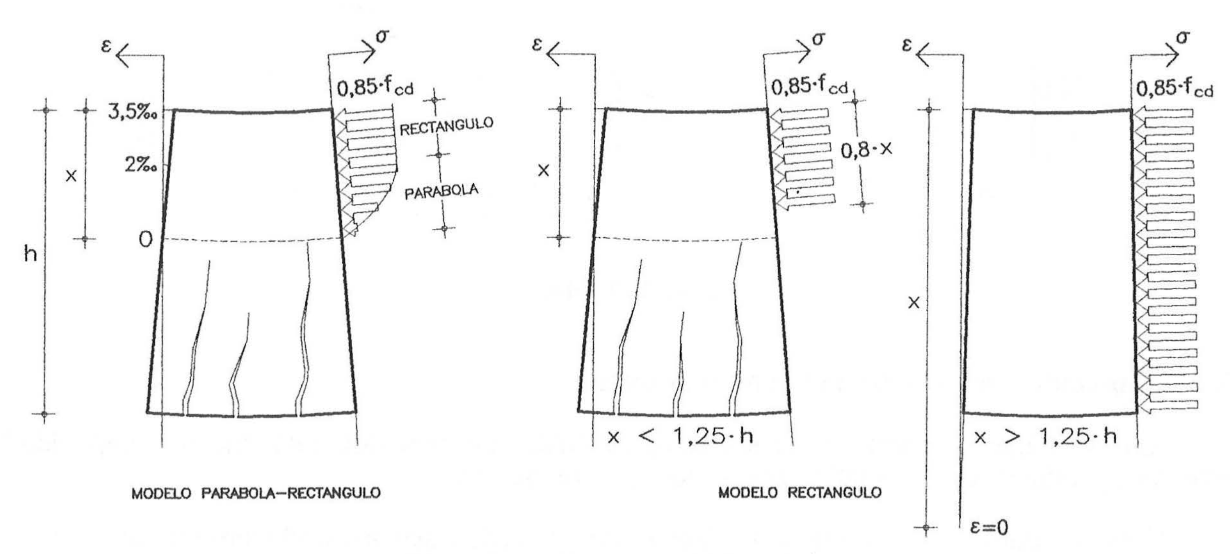


Figura 39.1 Diagramas del hormigón

Se puede prescindir[7] de los efectos de la retracción[8] cuando se trate de elementos estructurales sumergidos en agua o enterrados en suelos no excesivamente secos.

---

[1] A menos que haya ensayos al respecto.

[2] [Los valores en kN/cm² son 10 veces menores]

[3] Se utiliza $f_{cd} = f_{ck}/1{,}3$ ante acción sísmica y $f_{cd} = f_{ck}/1{,}0$ ante incendio; si el control de hormigón es de tipo *reducido* (sin probetas; véase artículo 88), la resistencia de cálculo no puede superar 10 N/mm²

[4] Para cargas instantáneas o rápidamente variables, en el origen, es decir a tensión nula. Los valores se han ajustado a una resistencia media, $f_{cm} = f_{ck} + 8$ N/mm²

[5] Siempre que las tensiones de servicio no superen $0{,}45 \cdot f_j$ siendo j los días de edad del hormigón, [que es lo habitual]

[6] [Los diagramas proporcionan una buena aproximación a la resultante y momento resultante de la cabeza comprimida, pero no intentan nada más, en particular no pueden reproducir el módulo de elasticidad o la deformabilidad de la sección]. Pueden usarse otros, como parabólicos, birectilíneos, trapezoidales, siempre que concuerden o se queden del lado de la seguridad del parábola-rectángulo.

[7] [La norma NBE-AE-88, de acciones en edificios, indica que puede prescindirse de los efectos mecánicos de retracción y fluencia cuando se dispongan juntas a menos de 40 m, o 30 m si se trata de soportes de gran rigidez]

[8] [En el anejo R se ofrece la formulación disponible para el cálculo de la retracción en hormigón, aunque no está especialmente pensada para el caso de obras de arquitectura]

IX. BIELAS Y TIRANTES

40. BIELAS Y TIRANTES

Con el modelo de *bielas y tirantes*,[1] debe comprobarse[2] que cada uno de los elementos tiene suficiente capacidad resistente, que los esfuerzos concurrentes están equilibrados, y que las armaduras pueden anclarse.

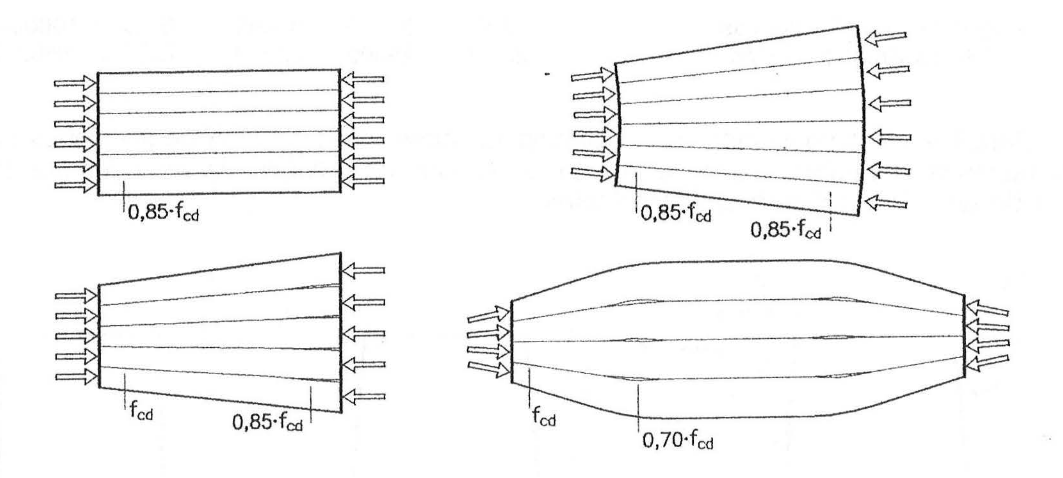


Figura 40.1 Bielas

40.1 Capacidad resistente de bielas y tirantes

La capacidad resistente de los tirantes constituidos por armaduras es igual a su capacidad resistente, producto de su sección por su tensión de cálculo.

Como capacidad resistente de las bielas en compresión simple puede tomarse el producto de su sección transversal por 0,85·f_{cd}

Si hay fisuración transversal a la biela,[3] la resistencia efectiva desciende a 0,70·f_{cd} para fisuración paralela a la biela, a 0,60·f_{cd} en caso de fisuración oblicua con fisuras controladas con armadura transversal,[4] y a 0,40·f_{cd} cuando se trata de fisuras de gran abertura.[5]

Si hay armaduras interiores en la dirección de la biela, y armadura transversal o confinamiento suficiente para evitar el pandeo de las primeras, la capacidad de la biela podrá incrementarse en la capacidad de la armadura longitudinal, a partir de su resistencia de cálculo.[6]

---

[1] El modelo denominado de *bielas y tirantes* puede servir para explicar el comportamiento local del hormigón, tanto en regiones normales como D. Una *biela* es un campo de compresiones prismático, en abanico o en huso (figura **40.1**). En hormigón armado, un *tirante* es, habitualmente, una armadura.

[2] Aunque las comprobaciones se refieren a estados límite últimos, se definen algunas limitaciones adicionales que constituyen, en la práctica, un control adecuado del estado de fisuración.

[3] [Es decir, tracciones transversales]

[4] Tal como sucede en el alma de las vigas sometidas a cortante.

[5] Caso de elementos sometidos a tracción o alas traccionadas de sección en T.

[6] Para acero B500S, si no se establecen explícitamente condiciones de compatibilidad, la resistencia de cálculo del acero en compresión se limita a 400 N/mm² [40 kN/cm²]

Si la biela está confinada por armadura transversal, la capacidad resistente a compresión, para cargas estáticas, aumenta[1] por el factor:

$$k = 1 + 1{,}6 \cdot \alpha \cdot \omega$$

siendo:

- α factor **s/b** no mayor de 0,25
  - **s** intervalo del armado transversal
  - **b** dimensión transversal confinada de la biela
- ω capacidad mecánica relativa $n \cdot A_\phi / b \cdot s \cdot f_{yd}/f_{cd}$
  - **n** número de ramas de confinado, sumando ambas direcciones
  - A_ϕ sección de la armadura de confinado

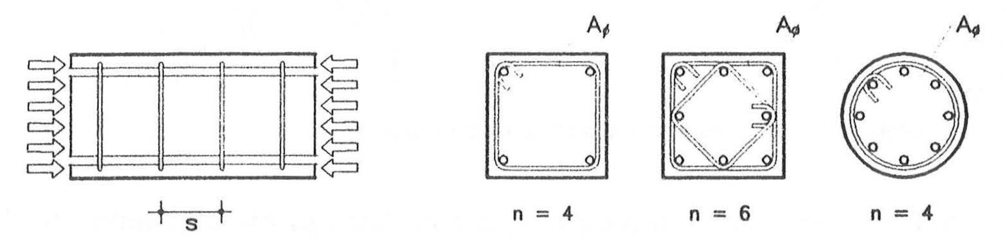


Figura 40.2 Confinamiento de bielas

40.2 Capacidad resistente de encuentros

- Encuentro CC o CCC. En los puntos en los que confluyen múltiples bielas comprimidas, la tensión en cualquiera de las caras debe ser inferior a f_{cd} para estados *planos* de compresión y a $3{,}3 \cdot f_{cd}$ para estados *espaciales* de compresión.[2]

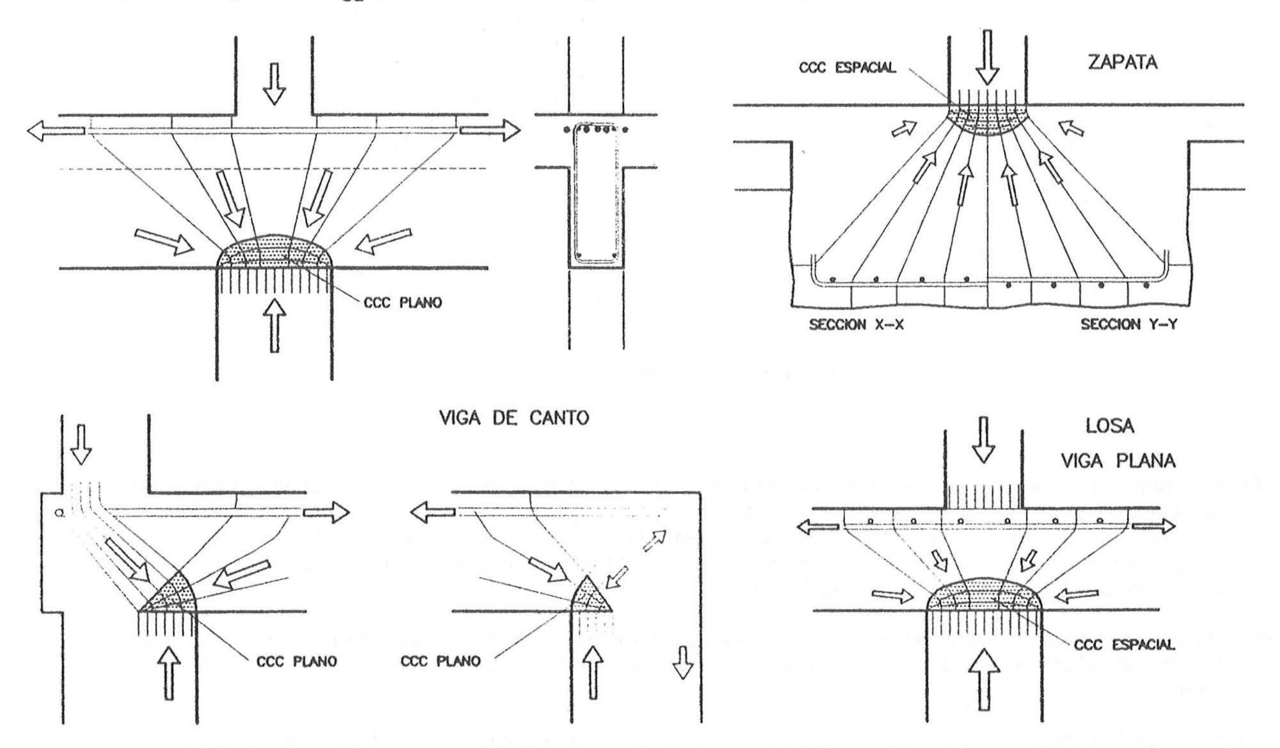


Figura 40.3 Nudo en multicompresión plana y espacial

[1] [Por ejemplo, una biela de hormigón HA25, de 0,20 por 0,20 m de sección transversal, confinada por cercos de φ8/0,05 de acero B500S, presenta un factor **k** de sobreresistencia de 1,22. Con los estribos habituales de soportes rara vez se supera **k** = 1,05]

[2] [Zonas de este tipo con estado plano son, por ejemplo, las que se producen entre viga y soporte en un nudo interior; cuando la viga es interior y plana, existe un efecto espacial parcial; en el caso de forjados reticulados, losas o zapatas, el estado espacial es prácticamente completo]

- Encuentro CTT. En los puntos en los que una biela soporta el *quiebro* de una armadura doblada,[1] debe cumplirse:[2]

$$C \le b \cdot 2r{\cdot}\cos\theta \cdot f_{cd}$$

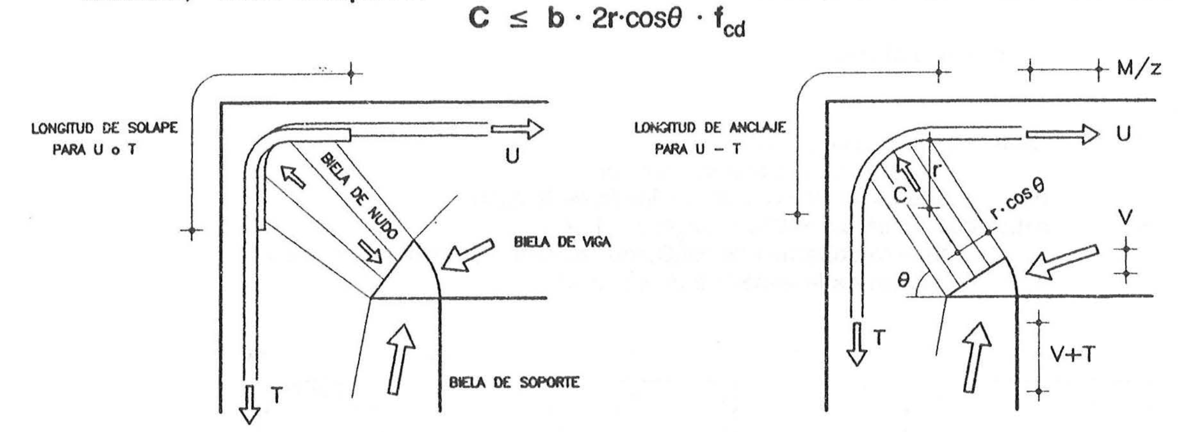


Figura 40.4 [Nudo extremo superior de un pórtico]

- Encuentro CCT. En zonas no confinadas en que dos bielas *pinzan* una armadura, la tensión de compresión de las biela oblicua debe ser inferior[3] a $0{,}70{\cdot}f_{cd}$

Además, el desarrollo[4] de la armadura en el encuentro debe poder dar cuenta, por *anclaje*, de la variación de la tracción a su paso y se anula, de toda la considerada en el cálculo.[5]

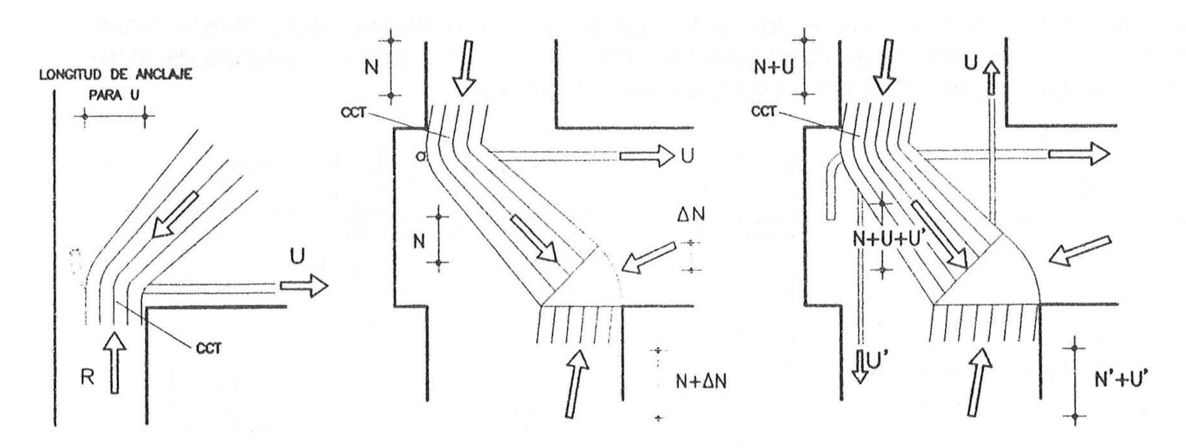


Figura 40.5 Encuentros tipo CCT

[1] Además, el desarrollo de la armadura en el encuentro debe poder dar cuenta, por *adherencia*, de la variación de tracción, [de valor C·(cosθ−sinθ); si, como sucede en el caso de nudo de viga y soporte, se disponen dos armaduras solapadas, el desarrollo común debe poder dar cuenta, por *anclaje*, de toda la tracción de cualquiera de ellas. En el caso de ϕ16 de B500S sobre HA25, dicho desarrollo es del orden de 0,45 m, lo que generalmente exige que los gruesos de soporte y viga o losa superen ambos 0,25 m]

[2] [En el nudo extremo superior de un pórtico, no cabe, por aplastamiento de biela, un armado superior a 2ϕ16 de B500S, si el hormigón es HA25; con los hormigones permitidos por la anterior norma, del orden de HA17 o HA20, no era posible superar 2ϕ12]

[3] [El hecho de que la biela debe dar cuento, en componente vertical, de la compresión del soporte superior más la compresión de la armadura exterior, más la tracción de la armadura interior, que se ancla en su parte inferior, limita severamente la capacidad para dimensionar el soporte a base de armadura traccionada, sobre todo en el caso de cantos de viga pequeños, como suele ser el caso de las planas]

[4] Si la tracción de la armadura se transforma, mediante un dispositivo, en compresión para el hormigón, el encuentro pasa a ser del tipo CCC.

[5] [Si la armadura rodea la biela, o hay un dispositivo de anclaje, para que no se *corte* el hormigón, suponiendo para el hormigón un coeficiente de rozamiento de 1,0 debe cumplirse que C > T; con B500S, un lazo de ϕ16 o un dispositivo para 2ϕ16 necesitan una compresión garantizada de 100 kN; en edificios eso exige de ordinario una planta por encima; un lazo de ϕ20 o un dispositivo de 2ϕ20 necesitan 170 kN, lo que en general exige dos plantas]

X. COMPROBACIONES DE ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

41. EQUILIBRIO

En caso de grandes movimientos o deformaciones que pueden afectar al equilibrio (como vuelco o deslizamiento), debe comprobarse que los efectos de las acciones estabilizantes superan con creces los de las desestabilizantes.

42. FLEXIÓN MÁS COMPRESIÓN

42.1 Principios generales

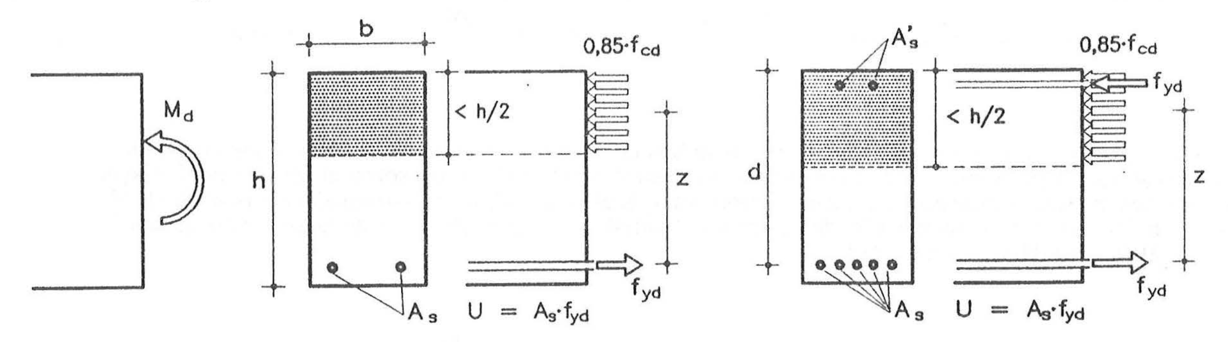
El cálculo de la solicitación de agotamiento ante tensiones provocadas por la flexión y la compresión,[1] se obtendrá suponiendo[2] que:

---

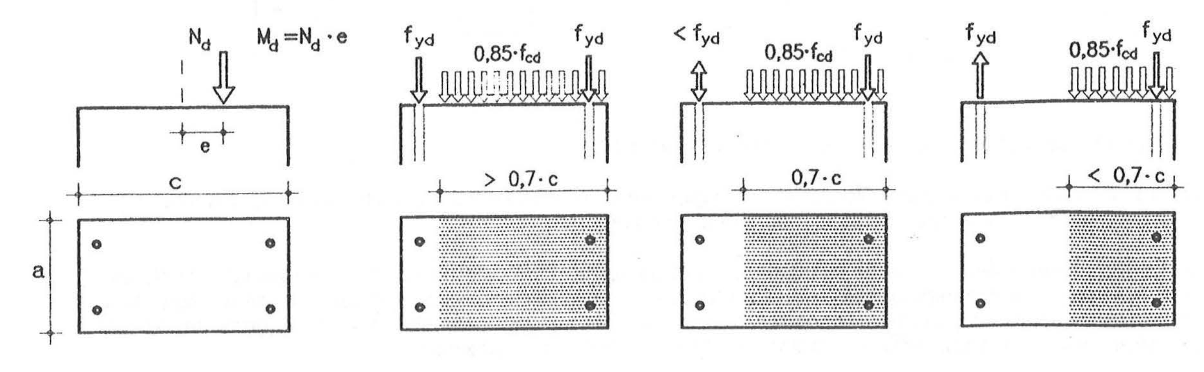
[1] [En concordancia con los criterios para solicitaciones tangentes, la comprobación de la flexión de vigas deberá hacerse de ordinario sólo hasta la cara del soporte; si el grueso del elemento sustentante es importante, el modelo de *bielas y tirantes* aplicado al nudo puede deducir la existencia de un ligero aumento de tracción dentro del mismo]

[2] [A partir del modelo rectangular del artículo 39, la solicitación de agotamiento de una sección se puede obtener:

I. FLEXIÓN SIMPLE: el hormigón responde con una tensión $0{,}85 \cdot f_{cd}$ en una profundidad no superior a la mitad más comprimida del canto de la sección; el acero traccionado responde con una tensión f_{yd}; si hay acero comprimido, responde con una tensión f_{yd}. La capacidad mecánica a tracción es pues $\mathbf{U} = \mathbf{M/z}$, siendo $\mathbf{z}$ la distancia entre resultantes de tensiones de tracción y compresión. En primera aproximación puede tomarse $\mathbf{z} \approx \mathbf{0{,}8 \cdot h}$. En el caso de que $\mathbf{U} - 0{,}4 \cdot \mathbf{b \cdot h \cdot f_{cd}}$ sea positivo, conviene disponer armadura comprimida por valor de esa diferencia.



II. FLEXIÓN MÁS COMPRESIÓN: el hormigón responde con compresión $f = 0{,}80 \cdot f_{cd}$; si en más del 70% del canto, todas las armaduras responden con f_{yd} a compresión; si justamente en el 70% del canto, la armadura menos comprimida responde con una tensión entre f_{yd} a compresión y f_{yd} a tracción; si puede estar comprimido menos del 70% del canto, la armadura más comprimida responde con f_{yd} y la del borde opuesto con f_{yd} a tracción. En primera aproximación, para excentricidades $\mathbf{e} = \mathbf{M/N}$ pequeñas comparadas con el canto, se cumple $\mathbf{N} + 2{,}5 \cdot \mathbf{M/c} = \mathbf{a \cdot c \cdot f} + \mathbf{U}$. (Estas reglas son fácilmente generalizables a más de dos líneas de armaduras)



]

- las deformaciones de los puntos de la sección, que son las mismas para acero y para hormigón, siguen una ley plana,[1]
- el agotamiento se caracteriza por el alcance de una deformación[2] del 10‰ en el acero traccionado o, en secciones parcialmente comprimidas, del 3,5‰ en el borde más comprimido o, en secciones totalmente comprimidas, del 2‰ a **3h/7** del borde más comprimido.[3]

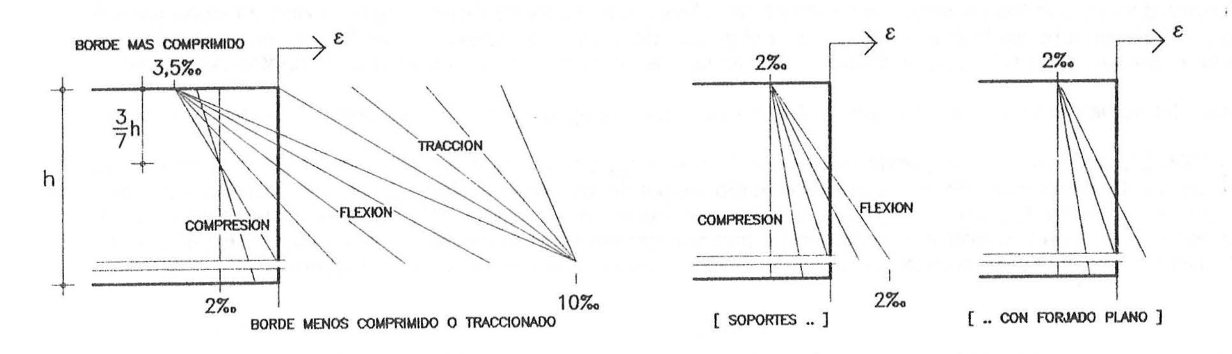
42.2 Excentricidad mínima

En soportes y elementos de función análoga, toda sección sometida a una solicitación de compresión,[4] debe ser capaz de soportarla[5] con una *excentricidad mínima* de valor **h**/20 o de 0,02 m, contada a partir del centro de gravedad de la sección total, y en cualquier dirección.[6]

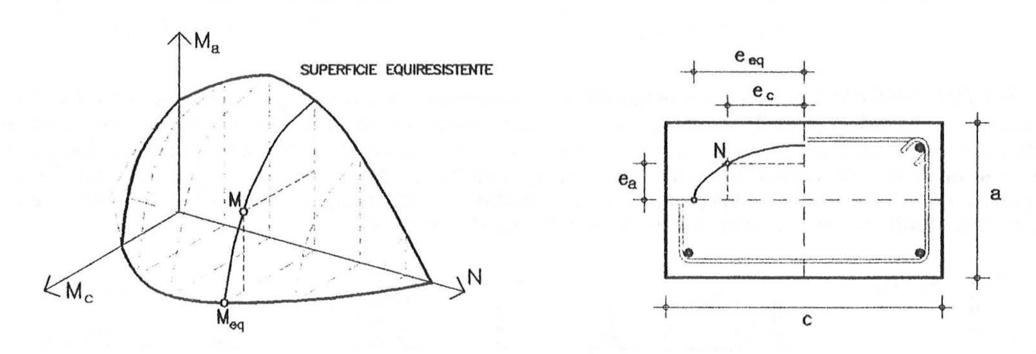
---

[1] Mientras la relación entre la distancia entre puntos de momento nulo y el canto total sea superior a 2

[2] Las condiciones corresponden a una de las siguientes situaciones, o *dominios de deformación.* [Debido al acoplamiento entre compresiones y flexiones, en piezas comprimidas esbeltas, como soportes, puede ser preferible limitar directamente la deformación al 2‰ en ambos bordes, sin apenas trascendencia en la capacidad resistente resultante. Con forjados planos, la limitación de tracción por anclaje de la armadura y por resistencia de la biela en el nudo, puede aconsejar prescindir casi totalmente de la tracción en la armadura, cambiando sustancialmente la capacidad para excentricidades comparables con el canto]



[3] [Si la flexión es esviada, es decir, hay momentos en ambas direcciones, como suele suceder sistemáticamente en soportes de edificios, el problema puede traducirse a una flexión recta equivalente sobre el eje que tiene mayor excentricidad relativa al canto, sumando a ésta una fracción, entre el 60% y el 80% de la excentricidad relativa al lado que la tiene menor. Para pequeñas excentricidades y armadura simétrica, la generalización de la expresión de flexión recta es $\mathbf{N} + 2{,}5\cdot\mathbf{M}_c/\mathbf{c} + 1{,}5\cdot\mathbf{M}_a/\mathbf{a} = \mathbf{a}\cdot\mathbf{c}\cdot\mathbf{f} + \mathbf{U}$]



[4] Debido a la incertidumbre de la posición del punto de aplicación.

[5] Con armadura transversal de confinamiento, el hormigón aumenta su resistencia (artículo **40.1**) y sobre todo *ductilidad,* imprescindible para un comportamiento estructural satisfactorio.

[6] [En obras de arquitectura ésta suele ser la condición que gobierna el cálculo de la armadura en la mayoría de los soportes; los momentos (o excentricidades) procedentes del cálculo de acciones verticales o viento sólo son relevantes en las dos o tres últimas plantas de soportes situados en los extremos de pórtico y, en algunos casos, de la última o, más raramente, de las dos últimas plantas de algunos soportes interiores]

42.3 Armadura mínima

En todo elemento se dispondrá una armadura longitudinal cuya sección relativa a la del hormigón sea al menos:

		B 400 S	B 500 S
Pilares[1]	Armadura total	4,0‰	4,0‰
Vigas[2]	Armadura en el borde traccionado[3]	3,3‰	2,8‰
Losas	Longitudinal o transversal, repartida en ambas caras[4]	1,8‰	2,0‰
Muros[5]	Vertical, en la cara traccionada[6]	1,2‰	0,9‰
	Horizontal, repartida entre ambas caras[7]	4,0‰	3,2‰

En soportes la armadura principal estará formada por un mínimo de 4 armaduras[8] de al menos ϕ12, y la de cualquier borde está limitada a[9] $A_s \cdot f_{yd} \leq 0{,}5 \cdot A_c \cdot f_{cd}$

La armadura pasiva longitudinal resistente[10] deberá disponerse de manera que la distancia entre dos armaduras consecutivas sea inferior a 0,35 m y a tres veces el espesor bruto de la parte del elemento, alma o alas, en la que vaya situada.[11]

Para poder tener en cuenta en el cálculo las armaduras comprimidas por flexión o compresión, éstas deberán estar sujetas por cercos de un diámetro mínimo de ϕ6, que cumplan:

Diámetro de la armadura longitudinal	ϕ12	ϕ16	ϕ20	ϕ25	
Intervalo mínimo de cercos	0,18	0,24	0,30	0,35	m

y, en soportes, dichos cercos deben fijar, desde dos direcciones distintas, al menos una armadura longitudinal cada dos, y todas las que se dispongan a más de 0,15 m de distancia entre sí.

---

1 Si están en tracción simple o compuesta, la sección debe ser al menos el 6‰ de la de hormigón.

2 [Se supone que la sección relativa se refiere a la neta del nervio de la viga]

3 En general la cara inferior. Es recomendable que en los bordes comprimidos se disponga un 30% de la consignada. [La norma de acción sísmica suministra reglas adicionales más restrictivas]

4 No se aplica a las losas de cimentación.

5 El caso de muros de contención en ménsula, con una cara traccionada.

6 En la cara comprimida es recomendable una armadura 30% de la consignada [En muros de carga y, con frecuencia, en los de sótano, ambas caras están comprimidas]

7 En muros vistos por ambas caras, la mitad por cada una; si una no es vista, en la otra debe disponerse hasta 2/3 del total. Si se disponen juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, interrumpiendo la armadura horizontal, la armadura puede reducirse a la mitad de lo consignado. [Los muros de sótano funcionan como vigas de gran canto en toda su longitud, lo que no permite interrumpir la armadura horizontal; el precepto se aplica sólo a los muros que pueden presentar comportamiento independiente entre tramos]

8 En sección rectangular; por 6 en secciones circulares.

9 [La limitación de armadura máxima no es demasiado relevante, toda vez que el óptimo se sitúa en torno a la mínima]. Además, la armadura de todo borde comprimido debe cumplir $A_s \cdot f_{yd} \geq 0{,}05 \cdot N_d$ [que, para los hormigones contemplados aquí, queda cubierta por la prescripción general de armadura mínima].

10 Además, [para que la capacidad de la sección armada sea mayor que sin armar,] en todo borde traccionado la armadura debe cumplir $A_s \cdot f_{yd} \geq 0{,}25 \cdot f_{cd} \cdot W/h$, siendo **W** el módulo resistente respecto a la fibra más traccionada. [Para sección rectangular resulta $A_s \cdot f_{yd} \geq 0{,}04 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}$, que con sección en T puede llegar a $A_s \cdot f_{yd} \geq 0{,}06 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}$; para los hormigones contemplados aquí, queda cubierta por la prescripción general de armadura mínima]

11 [Las prescripciones sobre armadura mínima y máxima se traducen, con acero B500S, en:

Soportes	Longitudinal mínima	máxima	**Vigas**	Traccionada mínima	**Muros**	vert. comprimida mínima
					0,20	ϕ6 /0,25
0,25x0,25	4ϕ12	4ϕ20	0,20x0,40	2ϕ12	0,25	ϕ6 /0,25
0,25x0,40	4ϕ12	6ϕ20	0,20x0,60	3ϕ12		
0,25x0,60	6ϕ12	6ϕ25	0,25x0,50	2ϕ16	**Losas**	entre ambas caras mínima
0,25x1,00	8ϕ12	10ϕ25	0,25x0,70	3ϕ16		
0,30x0,30	4ϕ12	6ϕ20	0,25x1,00	4ϕ16	0,10	ϕ6 /0,25
0,30x0,50	6ϕ12	6ϕ25	0,30x0,50	2ϕ16	0,15	ϕ6 /0,15
0,40x0,40	8ϕ12	10ϕ25	0,30x0,90	4ϕ16	0,20	ϕ8 /0,20]

43. INESTABILIDAD

43.1 Generalidades

Todo soporte debe ser comprobado teniendo en cuenta la flexión provocada por el acoplamiento de la compresión[1] con la deformación transversal.[2]

Puede evitarse esta comprobación si el incremento del momento flector ocasionado por la deformación de primer orden, es inferior[3] al 10% del momento de primer orden.

La comprobación general de una estructura debe justificar que, para las distintas combinaciones de acciones posibles, no presenta condiciones de inestabilidad global o a nivel de sus elementos, ni resulta sobrepasada la capacidad resistente de sus secciones.

43.2 Efectos intraslacionales

En las estructuras con sólo efectos intraslacionales[4] el cálculo global de esfuerzos podrá hacerse sobre la geometría original, no deformada, de la estructura. A partir de dichos esfuerzos, la comprobación de los efectos de segundo orden se hará sobre cada tramo de soporte,[5] considerado como un *soporte aislado.*

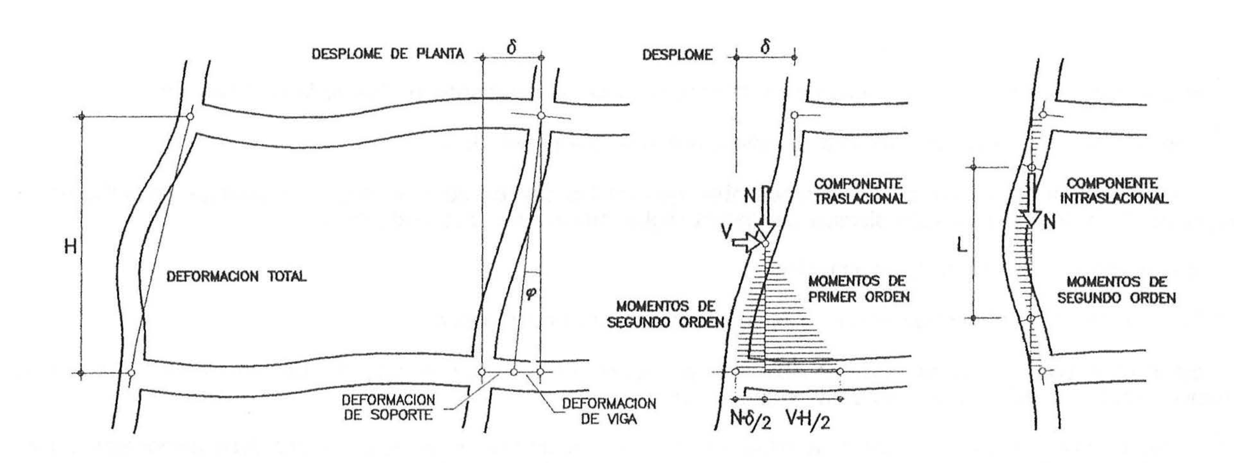


Figura 43.1 [Intraslacional y traslacional]

---

[1] Es lo que se denomina efectos de *segundo orden.*

[2] En piezas simples la función deformada puede aproximarse con un seno. [En estructuras de varias plantas no es posible encontrar una función manejable que de cuenta del cambio de posición de los puntos del soporte en toda la altura del edificio. En ese caso se puede proceder en dos niveles de profundidad, considerando inicialmente la incidencia del cambio de posición de los nudos con las vigas, o componente *traslacional* y en una segunda fase los efectos derivados de la deformación local de cada tramo, o componente *intraslacional.* En edificios es habitual que la componente traslacional sea despreciable]

[3] [En edificios, siendo Δ el desplome de primer orden entre dos plantas sucesivas, ocasionado por las acciones que producen una compresión **N** y un cortante **V** en un soporte de altura **H**, la condición es $N \cdot \delta < 0{,}1 \cdot V \cdot H$]

[4] Cuando los efectos de los desplazamientos transversales de los nudos extremos de las barras pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto [es decir, cuando los efectos de pandeo por desplome, o *traslacionales,* son imperceptibles]. Estos dos términos no corresponden a un criterio de clasificación de estructuras, sino de referencia de los modelos con los que el proyectista puede proceder a la comprobación de la estructura. [A pesar de esta advertencia de EHE, en el texto original se usan las expresiones de estructuras intraslacionales y traslacionales, referidas a cuando prepondera uno sólo de dichos efectos]

[5] Si la esbeltez geométrica, **L/h** es menor de 10, no es preciso tener en cuenta los efectos del pandeo.

43.3 Efectos traslacionales

Los aspectos derivados de la traslacionalidad[1] se comprobarán según[2] **43.1**

43.4 Soportes aislados

Los efectos de la inestabilidad local de un tramo de soporte, de sección y armado constante, con esbeltez *geométrica* **L/h** menor de 35, son los de un incremento de excentricidad con un máximo:

$$\Delta e = k \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_t)/10 \cdot L^2/h$$

siendo:

k coeficiente[3]

	0,05·h	0,10·h	0,20·h	0,40·h	1,00·h	≥2·h
e_o	0,05·h	0,10·h	0,20·h	0,40·h	1,00·h	≥2·h
k	1,00	1,15	1,30	1,40	1,50	1,55

siendo e_o la excentricidad de cálculo de primer orden equivalente, la de la sección donde se supone que se acaba produciendo la excentricidad máxima final; para cálculos intraslacionales en pórticos, sería una sección central,[4] adoptándose el valor $e_o = 0{,}6 \cdot e_2 + 0{,}4 \cdot e_1$ pero no menor que $0{,}4 \cdot e_2$
siendo e_2 es la mayor excentricidad de primer orden en valor absoluto y e_1 la menor con signo relativo a la anterior, [ambas dentro de **L**]

$\varepsilon_c - \varepsilon_t$ diferencia de deformaciones entre el borde más y menos comprimido[5] en la situación que alcanzaría el soporte por inestabilidad,[6] incluyendo, por fluencia, una duplicación del acortamiento del hormigón, de valor aproximado:

Excentricidad total[7]	0,05·h	0,10·h	0,20·h	0,40·h	1,00·h	≥2·h
Armadura mínima	2,4‰	3,0‰	4,0‰	4,7‰	5,8‰	6,0‰
Armadura máxima	1,6‰	2,4‰	3,4‰	4,4‰	5,5‰	6,0‰

---

1 [En edificios ordinarios con soportes de hormigón, aun en los casos de vigas planas, con menos de ocho alturas, de acuerdo con los criterios del epígrafe anterior, los efectos de segundo orden derivados de la traslacionalidad suelen ser despreciables, por lo que la comprobación puede reducirse a los efectos intraslacionales]

2 El pandeo traslacional, por desplome, se estudia a nivel de planta completa. En un movimiento de este tipo, la longitud de pandeo de un tramo interior de soporte en una estructura regular puede calcularse con la expresión:

$$L = H \cdot \sqrt{(1 + 0{,}8 \cdot K/R)}$$

siendo **H** la altura del tramo entre plantas
K la rigidez nominal del soporte **I/H**, y **R** la rigidez **I/L** de la viga.

Si las vigas a izquierda o derecha son diferentes, o si tomando el nudo superior o inferior se obtienen valores diferentes, debe interpolarse; en caso de soporte de extremo, con una sola viga, o de soporte de planta superior o de planta baja se puede deducir el valor por asimilación a un caso interior con igual rigidez en la coacción de los extremos.

[Como carga crítica del tramo del soporte se puede considerar $N_k = 10 \cdot EI/L^2$, tomando, para considerar los efectos de la fluencia, un valor de **E** mitad del indicado en el epígrafe **39**, del orden de 1500 kN/cm². Si todos los soportes de la planta tienen la misma compresión y carga crítica, la inestabilidad a desplome por traslación equivale a una ampliación de los efectos de la acción horizontal, tal como la de viento, por el factor $k = N_k/(N_k - N)$. Si, como es usual, en cada soporte de la planta hay una compresión y un valor crítico diferentes, el factor pasa a ser $k = \Sigma N_k/(\Sigma N_k - \Sigma N)$. El lector podrá generalizar fácilmente la expresión al desplome por rotación. Para un cálculo preliminar, en pórticos de edificios, puede partirse de **k** = 1,06]

3 La fórmula es $k = 1{,}12 \cdot (1 + 20 \cdot e_o/h)/(1 + 10 \cdot e_o/h)/1{,}45$ [aunque EHE no explica su fundamento]. El factor 1,12 corresponde al caso, más frecuente de armadura en las cuatro esquinas; para armadura perimetral sube a 1,18 y si la armadura se dispone toda ella sólo en las caras laterales, a 1,36

4 [En el artículo **52**, de hormigón en masa, e_o es la mayor en el tercio central, que resulta un valor muy similar] En elementos como el de la figura **43.2**, el pandeo incrementa la excentricidad en el extremo, y por ello] $e_o = e_{max}$.

5 Cuando uno de los bordes está traccionado, [lo que sucede cuando la excentricidad supera del orden del sexto del lado], $\varepsilon_c - \varepsilon_t$ es la suma del acortamiento del borde comprimido y el alargamiento del traccionado. [El caso es raro en arquitectura]

6 [La situación de agotamiento por pandeo viene definida por el ablandamiento del borde más comprimido, un acortamiento del orden del 2‰, y a un valor en el borde opuesto que oscila desde el mismo en compresión simple, hasta el 2‰ a tracción en el caso de mucha excentricidad. Sin contar con la fluencia, el valor oscilaría de 0‰ a 4‰; considerando fluencia, el rango se amplía al 6‰. En la versión original de EHE se propone un valor fijo, de 6,1‰ para acero B500S y 5,7‰ para acero B400S, correspondiente al caso pésimo, de excentricidades muy grandes]

7 [Puesto que el valor depende a su vez de la excentricidad final que resulte del cálculo, se está ante un círculo vicioso. En edificios, adoptar el valor pésimo no es razonable; puesto que las excentricidades habituales se encuentran en la banda de 0,1·h a 0,2·h y rara vez llegan a 0,4·h, para un tanteo preliminar, puede partirse de 3,5‰]

L longitud de pandeo del tramo de soporte, considerando los extremos como fijos, de valor **L** = **H**·(1−0,5·**k**), siendo **k** la relación de la suma de rigideces de las vigas que acometen al soporte, respecto a la total de vigas y soportes que concurren en ese extremo; si el valor es diferente en ambos extremos, puede tomarse un valor intermedio; del lado de la seguridad se puede suponer **L** = **H**

h canto del soporte en la dirección analizada

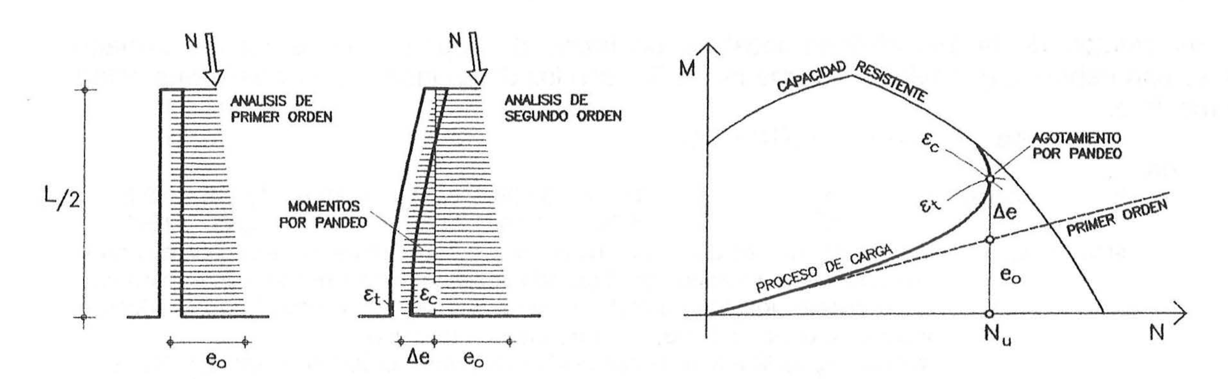


Figura 43.2 [Efectos de segundo orden]

El tramo de soporte se comprobará para una ley de excentricidades iguales a las de primer orden, más una ley sinoidal con máximo **Δe** en el centro de la luz de pandeo,[1] pudiendo tomar como máximo en esa zona,[2] el valor: $\mathbf{e_{tot}} = \mathbf{e_o} + \Delta\mathbf{e}$

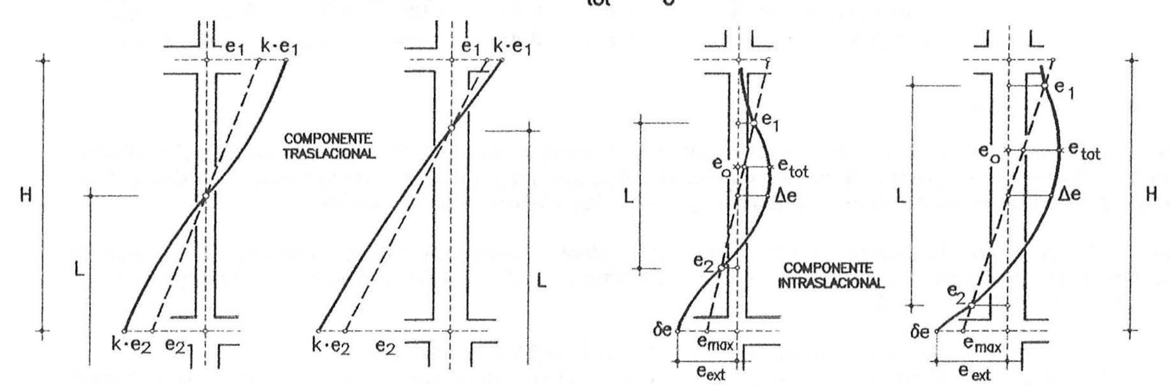


Figura 43.3 [Excentricidad por pandeo]

En elementos con compresión esviada, primero se incrementa la excentricidad de cada direción, operando independientemente en cada una de ellas.[3] Posteriormente se comprueba cada sección para la compresión esviada que resulta. Si en un lado, la excentricidad relativa a su canto es menor que la cuarta parte de la del otro eje respecto al suyo, puede despreciarse.

---

[1] [Fuera de la luz de pandeo, la excentricidad se extrapola con la misma ley seno. En esa zona el máximo se presenta en el extremo del tramo, con valor $\mathbf{e_{ext}} = \mathbf{e_{max}} + \delta\mathbf{e}$, siendo:

L/H	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
δe / Δe	0,0	0,2	0,4	0,7	0,9	1,0

que, sólo cuando **L/H** < 0,8 y para esbelteces bajas, tiene posibilidades de ser mayor que e_{tot}. Para este propósito no es segura la simplificación de **L** = **H**. En cualquier caso, por equilibrio, el incremento de momento en extremos de soportes debe ser añadido en las vigas o piezas que concurren en ese punto]

[2] [Para el caso, usual en edificios, en que $\mathbf{e_1} = -\mathbf{e_2}$ y $\mathbf{e_o} = 0{,}4{\cdot}\mathbf{e_2}$ resulta e_{tot}/h:

L/h \ e_{max}/h	0,05	0,10	0,20	0,30	0,50
14	0,06	-	-	-	-
17	0,07	0,13	-	-	-
20	0,12	0,18	0,26	0,34	-
25	0,28	0,30	0,39	0,45	0,61

lo que significa que, en obras de arquitectura, en las que la altura entre plantas es del orden de 3,0 m y el lado mínimo del soporte es 0,25 m, puede prescindirse del pandeo]

[3] [El incremento se obtiene a partir de un valor $\varepsilon_c - \varepsilon_t$ deducido del estado de solicitación en esa dirección, menor que el señalado para flexión recta. En la versión original de EHE no aclara exactamente cómo hay que proceder]

44. CORTANTE

44.1 Generalidades

Como método general, fuera de los casos considerados expresamente en este apartado, para comprobar secciones sometidas a tensiones tangenciales puede usarse el método de *bielas y tirantes.*

En elementos lineales[1] o losas,[2] la sección de cálculo es la real.[3]

Como esfuerzo cortante *efectivo* se tomará el obtenido a partir del análisis de la estructura, menos, en piezas de canto variable, la componente, perpendicular a la directriz adoptada, de las tensiones de compresión y tracción de la sección, y en el caso de piezas con pretensado curvo, menos el valor de cálculo de la componente de la fuerza de pretensado perpendicular a la directriz.

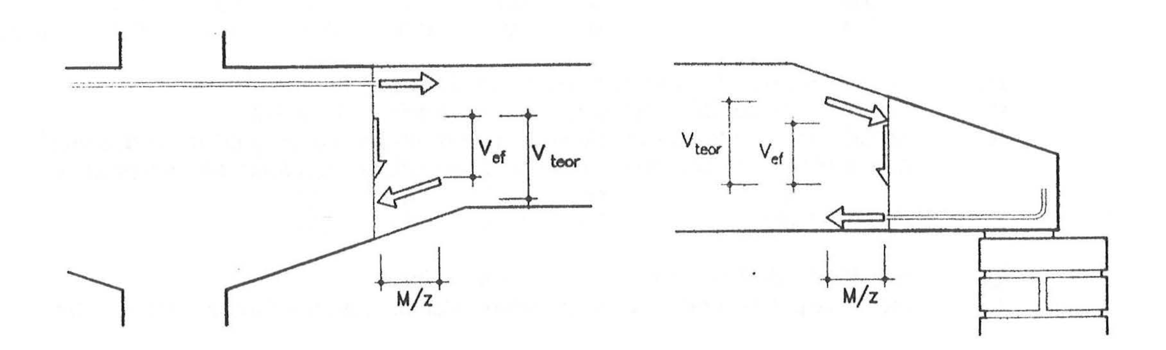


Figura 44.1 [Esfuerzo cortante efectivo]

La seguridad a cortante exige comprobar, 1) que hay suficientes estribos para soportar la tracción de alma, 2) que la sección es suficiente para evitar el agotamiento por compresión oblicua, y 3) que la armadura de flexión se prolonga lo bastante para resistir las tracciones longitudinales asociadas a la solución de estribos.

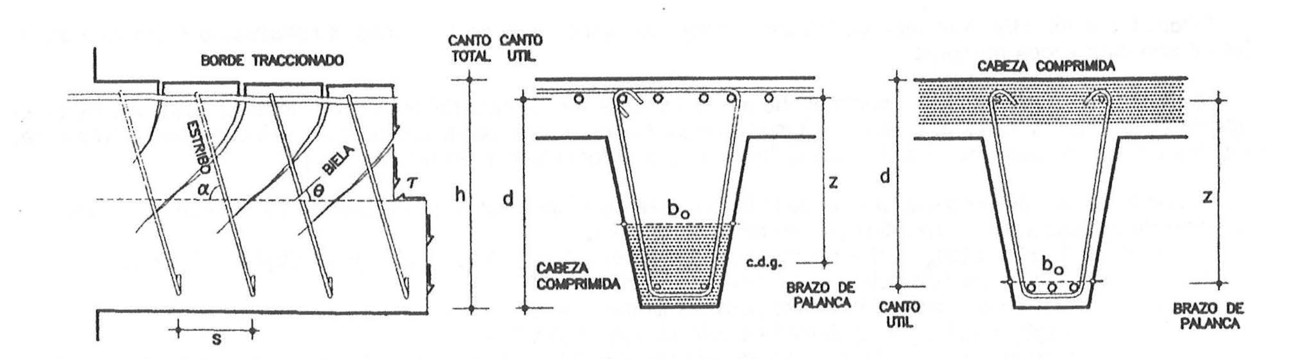


Figura 44.2 [Estribado de secciones]

[1] Se consideran elementos lineales aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es superior a dos veces su canto total, y cuya anchura no supera cinco veces dicho canto.

[2] Son los elementos superficiales planos de sección llena o aligerada, cargados perpendicularmente a su plano.

[3] Deduciendo la mitad de los huecos de conductos de pretensado interesados por el corte, aun cuando estén llenos del producto de inyección.

44.2 Cálculo de estribos

Si el cortante efectivo cumple que:

$$V_d \leq f_{cv} \cdot b_o \cdot d$$

no es necesario disponer estribos; en otro caso la sección estribada debe satisfacer:

$$V_d \leq 0{,}8 \cdot f_{cv} \cdot b_o \cdot d + A \cdot f_{yd} \cdot z$$

siendo:

V_d cortante efectivo en secciones alejadas más de un canto útil, **d**, de la cara del apoyo,[1]

f_{cv} resistencia virtual de cálculo a tensión tangencial del hormigón, función del canto de la pieza y de la sección relativa de la armadura longitudinal *efectiva* de flexión, A_s, de la sección analizada,[2] que para hormigón HA25 es:[3]

Canto **h**	**0,15**	**0,20**	**0,25**	**0,30**	**0,45**	**0,80**	m
$A_s/b_1 \cdot d$							
5‰	0,7	0,6	0,6	0,5	0,5	0,4	
10‰	0,8	0,7	0,7	0,7	0,6	0,5	
≥ 20‰	1,0	0,9	0,9	0,8	0,8	0,7	N/mm²

b_o ancho mínimo[4] de la parte traccionada de la sección[5]

d canto mecánico útil; salvo cálculos más precisos $d = 0{,}9 \cdot h$

A sección total de las ramas de estribos, por unidad de longitud de la directriz;[6] con estribos oblicuos en la dirección adecuada, el sumando se multiplica por:[7]

α	90°	75°	60°	45°
factor[8]	1,00	1,22	1,37	1,41

f_{yd} resistencia de cálculo del acero de los estribos

z brazo de palanca de la sección; salvo cálculos más precisos $z = 0{,}9 \cdot d = 0{,}8 \cdot h$

---

[1] [Si en las inmediaciones del apoyo existe una fuerza local, proveniente de un elemento de porte parecido al canto de la viga, puede ser conveniente un análisis de la capacidad resistente a través del modelo de Bielas y Tirantes]

[2] Los valores proceden de la expresión general $f_{cv} = 0{,}12 \cdot k \cdot f_v$
siendo:
k factor de valor $1+\sqrt{(0{,}20/d)}$ con **d** en m
f_v tensión en N/mm² de valor $(100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$ con f_{ck} en N/mm²
siendo ρ relación entre la sección de la armadura longitudinal pasiva efectivamente traccionada, y la sección del nervio $b_o \cdot d$, pero no mayor que 0,02
si hay pretensado, a la sección de la armadura longitudinal se suma la de pretensar, ponderada con la relación de resistencias de cálculo de ambos aceros.

[3] Para hormigón HM20 el valor es 0,9 del consignado; para HA30 es 1,1 veces el consignado [Los valores en kN/cm² son diez veces menores]

[4] [En caso de apoyo extremo, como ancho a una distancia **a** de la cara del apoyo no puede tomarse una cantidad superior al del soporte más 2·**a**; el caso es típico con vigas planas, sobre todo con soportes metálicos. Alternativamente, el análisis a menos distancia que 2·**d** puede hacerse con la formulación del punzonado]

[5] Cuando la sección presenta, a nivel de la fibra neutra, tensiones netas, como cuando hay pretensado, el primer sumando de la capacidad se modifica por un factor β de valor:
si $0{,}5 < 1/\mathrm{tg}\theta < 1/\mathrm{tg}\theta_e$ $\beta = (2/\mathrm{tg}\theta-1)/(2/\mathrm{tg}\theta-1)$: si $1/\mathrm{tg}\theta_e < 1/\mathrm{tg}\theta < 2$ $\beta = (1/\mathrm{tg}\theta-2)/(2/\mathrm{tg}\theta-2)$
siendo: θ ángulo de inclinación de las bielas; en general 45°[8]
θ_e ángulo de inclinación de las posibles fisuras oblicuas, de valor $1/\mathrm{tg}\theta_e = \sqrt{(1-\sigma_{xd}/f_{ct,k})}$ limitado a valores entre 0,5 y 2,0
siendo σ_{xd} la tracción de cálculo paralela a la directriz, de acuerdo con la Teoría de la Elasticidad, y suponiendo hormigón no fisurado
$f_{ct,k}$ resistencia de proyecto a tracción del hormigón
si, además, existen tracciones σ_{yd} paralelas al cortante, $1/\mathrm{tg}\theta_e = \sqrt{(f_{ct,k}^2 - f_{ct,k} \cdot (\sigma_{xd}+\sigma_{yd}) + \sigma_{xd} \cdot \sigma_{yd})} / \sqrt{(f_{ct,k}-\sigma_{yd})}$
En las zonas extremas de piezas pretensadas, sobre todo con armaduras pretesas adherentes, debe tenerse en cuenta que la fuerza de pretensado, y las tensiones de compresión, se introducen gradualmente.

[6] [Si en la sección existen **n** ramas verticales de estribos, de diámetro ϕ, el valor es $A = n \cdot A_\phi / s$ siendo **s** el intervalo entre estribos sucesivos. Para el primero, o en el caso de una barra doblada, **s** es la distancia a la cara del apoyo]

[7] Si hay varias familias intercaladas, cada una con un ángulo distinto, el segundo sumando es un sumatorio.

[8] La expresión general del factor es: $\sin\alpha \cdot (1/\mathrm{tg}\alpha + 1/\mathrm{tg}\theta)$

44.3 Capacidad máxima a cortante

Disponiendo estribos perpendiculares a la directriz, por agotamiento a compresión oblicua de la biela del alma, el cortante efectivo está limitado a:[1]

si $s < 0{,}3 \cdot d$	$V_d \leq 0{,}30 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d$
si no, pero $s < 0{,}6 \cdot d$	$V_d \leq 0{,}20 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d$
si no, pero $s < 0{,}8 \cdot d$	$V_d \leq 0{,}06 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d$

siendo:

- s intervalo entre estribos
- d canto mecánico útil de la sección; salvo cálculos más precisos, $d = 0{,}9 \cdot h$
- V_d cortante efectivo en secciones hasta la misma cara del apoyo[2]
- f_{cd} resistencia de cálculo del hormigón a compresión
- b_o anchura mínimo[3] de la parte traccionada de la sección, descontando huecos, si los hay,

disponiendo estribos oblicuos, en la dirección adecuada, la capacidad se multiplica por:[4]

α	90°	75°	60°	45°
factor[5]	1,00	1,25	1,60	2,00

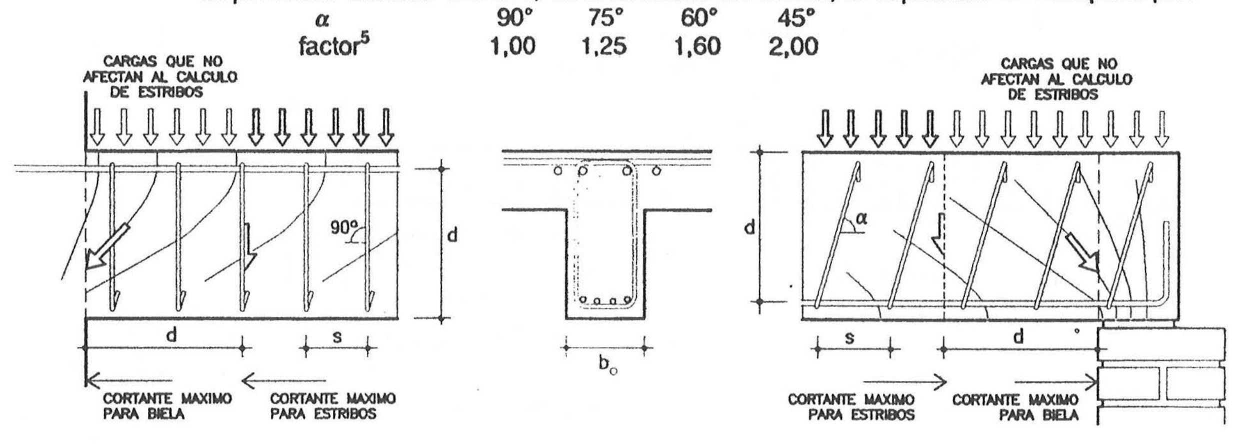


Figura 44.3 Comprobaciones de cortante

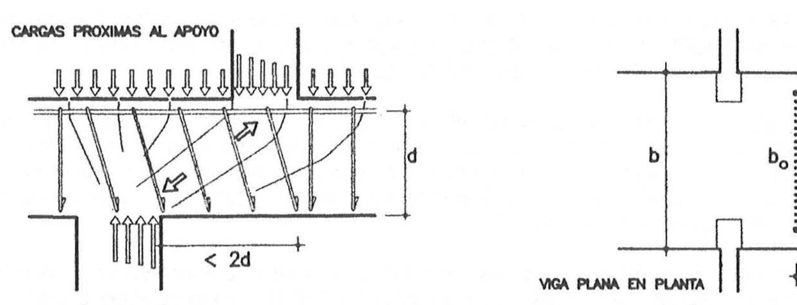
---

[1] [Para HA25 los valores son:

si $s < 0{,}3 \cdot d$	$V_d / b_o d \leq 5{,}0$ N/mm²
si no, pero $s < 0{,}6 \cdot d$	$V_d / b_o d \leq 3{,}3$ N/mm²
si no, pero $s < 0{,}8 \cdot d$	$V_d / b_o d \leq 1{,}0$ N/mm²

Comparados con los valores de f_{cv}, se concluye que los estribos que se dispongan a intervalos del orden de $0{,}8 \cdot d$ son testimoniales, resistiendo la sección casi lo mismo que sin ellos. En la práctica no hay ganancia sensible de capacidad a cortante hasta que los estribos se disponen a intervalos menores de $0{,}5 \cdot h$. Disponiéndolos muy tupidos, la sección puede hasta septuplicar la capacidad que tiene sin estribos (el valor es orientativo)]

[2] [Si en las inmediaciones del apoyo existe una fuerza local, proveniente de un elemento de porte parecido al canto de la viga, puede ser conveniente un análisis de la capacidad resistente a través del modelo de Bielas y Tirantes]



[3] [En caso de apoyo extremo, como ancho junto a la cara del apoyo no puede tomarse una cantidad superior a la del soporte; el caso es típico con vigas planas, sobre todo con soportes metálicos. Alternativamente, el análisis de capacidad por biela comprimida puede hacerse con la formulación del punzonado]

[4] Si hay varias familias intercaladas, cada una con un ángulo distinto, la capacidad es el promedio de la correspondiente a cada una, ponderada con la sección de su estribado.

[5] La expresión general de dicho factor es: $2 \cdot (1/tg\theta + 1/tg\alpha)/(1 + 1/tg^2\theta)$

siendo:
- θ ángulo de las bielas de compresión del hormigón con la directriz; se admite un valor tal que $0{,}5 < tg\theta < 2{,}0$ y por lo general $tg\theta = 1{,}0$ es decir $\theta = 45°$
- α inclinación de los estribos, menor, o a lo sumo de 90°

44.4 Disposición de estribos

Aunque no lo necesite por cálculo, todo elemento lineal debe llevar armaduras en las caras laterales del alma[1] y ancladas en una y otra cabeza. La sección total de dicha armadura transversal será al menos[2] 0,7‰ de $\mathbf{b_1 \cdot s}$. Como poco un tercio de la armadura necesaria por cortante, y al menos la mínima indicada, se dispondrá en forma de estribos que formen un ángulo de 90° con el eje de la viga.[3]

Para que sean computables a cortante, el intervalo de estribos[4] a lo largo de la directriz no debe exceder[5] de 0,80·**d** ni de 0,30 m.

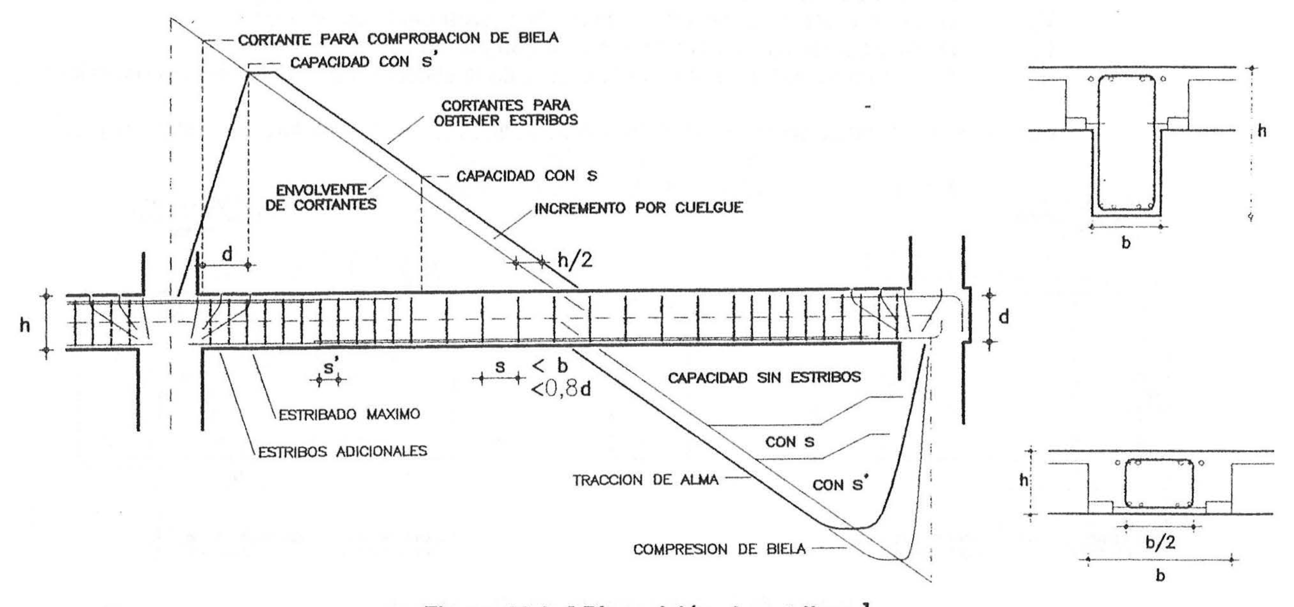


Figura 44.4 [Disposición de estribos]

En todos los casos se prolongará la colocación de cercos o estribos[6] en una longitud de medio canto más allá de la sección en la que teóricamente dejan de ser necesarios.[7]

---

[1] [En el caso de nervios de forjados con bovedillas, o de vigas planas, (intermedias entre vigas y losa) no queda claro que deban llevar armadura transversal si no la necesitan, y por supuesto no se puede disponer ligada a las caras laterales, que, como tales, no existen. En vigas planas la mejor disposición de estribos es aquella en que el ancho de la jaula promedia el ancho de hormigón que cada rama cubre a uno y otro lado de la misma; para estribos de dos ramas, lo ideal es un ancho de jaula del orden de la mitad del de la viga]

[2] La expresión general es $\Sigma A \cdot f_{yd}/\sin\alpha \geq 0{,}02 \cdot f_{cd} \cdot b_0$. El valor consignado corresponde al habitual de una sola familia de estribos perpendiculares, acero B500S y hormigón HA25. [En ese caso, estribos de 2 ramas de ϕ8/0,20 cubren anchos de hasta 0,5 m; de ϕ8/0,15 hasta 0,70 m y de ϕ8/0,10 hasta 1,0 m.

[3] [Salvo que el signo del cortante sea sistemáticamente el mismo ante cualquier combinación de acciones, como sucede cuando está forzado por una carga local permanente, próxima al apoyo, por ejemplo, en vigas que desvían o apean soportes. En ese caso, para aliviar la compresión de la biela oblicua de alma, incluso es recomendable que los estribos se dispongan oblicuos en la dirección adecuada. Con estribos oblicuos y tupidos la sección puede multiplicar por 14 la capacidad resistente del hormigón sin estribar]

[4] Para controlar la fisuración del alma, en 48.3 hay restricciones adicionales al intervalo entre estribos. Si existe armadura longitudinal que se desea computar a compresión, los estribos están limitados además por 42.3.1. [La norma de acción sísmica impone restricciones más severas en caso de tener que considerarla]

[5] Para alcanzar el máximo valor de capacidad a cortante de entre los indicados, además el intervalo no debe sobrepasar 0,20 m.

[6] [Puesto que en las inmediaciones del soporte, por punzonado, sólo son efectivas las ramas próximas al mismo, en vigas planas no resulta conveniente la disposición de estribos de tres ramas. Con dos ramas puede cubrirse anchos de vigas planas de hasta 0,70 m. Para anchos mayores es preferible acudir a cuatro ramas]

[7] [Esta prescripción equivale a cubrir la totalidad de los efectos de tracción vertical de suspensión o cuelgue. Como dicho fenómeno sucede, en régimen de momentos positivos, cuando la carga acomete por debajo de la línea neutra, y en régimen de momentos negativos cuando lo hace bajo la armadura superior, en la práctica es casi imposible de

En los extremos de la pieza, los cercos o estribos se llevarán hasta la cara del elemento sustentante.[1]

44.5 Armadura longitudinal

La tracción longitudinal originada por el esfuerzo cortante[2] puede soportarse incrementando la producida por el momento, en un valor[3] $0,5 \cdot V_d$ lo que equivale a *desplazar* el diagrama de momentos[4] en el sentido desfavorable[5] una cantidad[6] $0,5 \cdot z$.

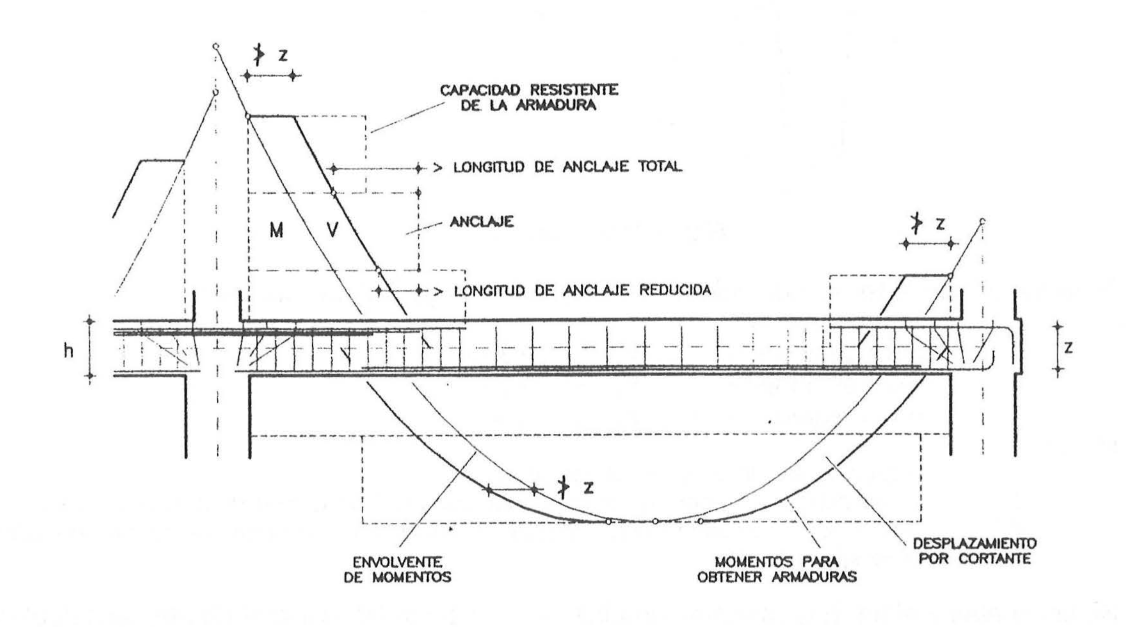


Figura 44.5 [Desplazamiento del diagrama de momentos]

---

evitar, y de ahí la prescripción con carácter general. Que, en la versión original de la instrucción, aparezca por separado la advertencia acerca del cuelgue de la carga, induce a la confusión de tenerla en cuenta dos veces]

[1] [Si el ancho de la viga plana es superior al del soporte, conviene que los estribos de la viga pasen a través del nudo. Si las vigas son de descuelgue y los soportes de hormigón, suele ser conveniente que sea el estribado del soporte el que se prolongue en el interior del nudo]

[2] [Si se dispone armadura *de piel*, recomendable a partir de 0,50 m de canto, su peso puede descontarse del necesario para la prolongación que se cita]

[3] El valor corresponde a una sola familia de estribos perpendiculares a la directriz, [soportando la totalidad del cortante]. La regla general para estribos oblicuos sería $0,5 \cdot V_d \cdot (1/\mathrm{tg}\theta - 1/\mathrm{tg}\alpha)$

[4] [En rigor, para cada armadura, el diagrama debe desplazarse además la distancia de esa armadura a la rama de estribo más próxima; dicho matiz es sobre todo importante en el caso de vigas planas]

[5] [El desplazamiento no implica aumento del momento máximo en la cara del elemento sustentante]

[6] [El valor corresponde a estribos infinitamente tupidos; con estribos discretos de intervalo igual a z, (en la práctica, testimoniales), la cantidad aumenta en s/2; de ahí la regla usual, segura, de desplazar la gráfica un brazo de palanca. En ausencia de armadura de piel, el valor exacto es $(0,5 \cdot d(1-\mathrm{tg}\alpha)+s/2) \cdot (1-f_{cv} \cdot b_o \cdot d/V_d)$, que tabulado arroja:

$V_d / f_{cv} \cdot b_o \cdot d$	s	$0,8 \cdot d$	$0,6 \cdot d$		$0,3 \cdot d$		
	α	90°	90°	75°	90°	75°	60°
6		–	–	–	$0,5 \cdot d$	$0,4 \cdot d$	$0,3 \cdot d$
3		–	$0,5 \cdot d$	$0,4 \cdot d$	$0,4 \cdot d$	$0,3 \cdot d$	$0,2 \cdot d$
2		$0,5 \cdot d$	$0,4 \cdot d$	$0,3 \cdot d$	$0,3 \cdot d$	$0,2 \cdot d$	$0,2 \cdot d$
1		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

]

44.6 Rasante de ala

En las piezas con sección en te, podrá considerarse que el esfuerzo rasante entre nervio y alas se reparte de manera uniforme en la longitud de viga sometida a momentos y cortantes del mismo signo.[1]

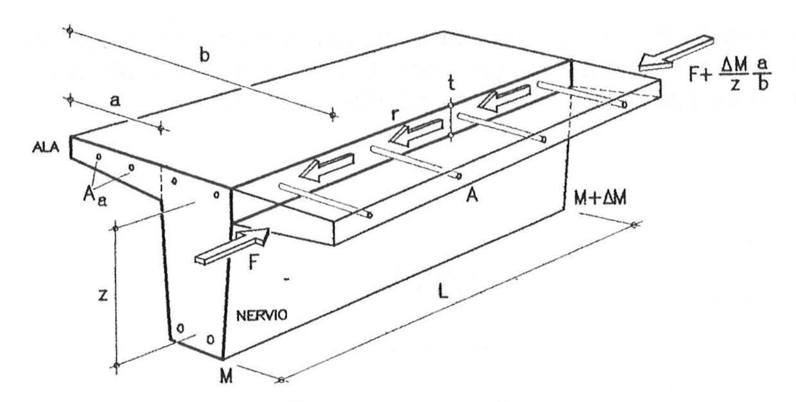


Figura 44.6 Piezas en te

El esfuerzo rasante, r_d por unidad de longitud de viga,[2] debe cumplir:

ala comprimida	$r_d \leq$	$0{,}30 \cdot f_{cd} \cdot t$
ala traccionada	$r_d \leq$	$0{,}20 \cdot f_{cd} \cdot t$
en cualquier caso	$r_d \leq$	$A_r \cdot f_{yd}$

siendo:

- t el grueso del ala en su conexión al alma
- f_{yd} la resistencia del acero de la armadura ortogonal de cosido de nervio con alas,
- A_r sección de la armadura perpendicular al plano de unión entre ala a alma, por unidad de longitud de viga.

Si, entre alas y alma, hay rasante combinado con flexión transversal de ala, se calcularán las armaduras necesarias por ambos conceptos, y se dispondrá la mayor de las dos.[3]

45. TORSIÓN

Cuando, en elementos lineales,[4] la torsión proceda únicamente de consideraciones de *compatibilidad* de elementos,[5] y la estabilidad de la estructura no dependa de la resistencia a torsión de los mismos, no será necesario considerarla.[6]

---

[1] [Eso significa que en vigas apoyadas se podrán considerar dos zonas, partiendo la pieza por el punto de momento máximo, mientras que en las interiores, con ambos extremos en continuidad, se deberán tomar cuatro, partiendo por puntos de momento nulo y máximo]

[2] [Si la longitud entre los puntos de momento nulo y el máximo positivo, **M**, es **L**, para un ancho total **b** y un vuelo de ala **a**, en primera aproximación, el esfuerzo rasante vale $r = M/z \cdot L \cdot a/b$. Cuando el intervalo está sometido a momentos negativos, si en el ala se dispone una armadura **A** y la total es A_t resulta $r = M/z \cdot L \cdot A/A_t$]

[3] [Aunque el precepto pueda resultar abstruso, la típica armadura de negativos de viguetas ayuda sobremanera a que en la sección de la viga, tanto plana como de descuelgue, colabore eficazmente una apreciable anchura de la capa superior del forjado]

[4] [El análisis de elementos superficiales arroja momentos del tipo m_x m_y y m_{xy}; los últimos pueden aparecer denominados *torsiones*, término algo equívoco, ya que proceden de un par de rasantes, y pueden traducirse a flexiones]

[5] Cuando la torsión está involucrada en el equilibrio, debe ineludiblemente tenerse en cuenta. [El anejo T incluye las prescripciones de la comprobación a torsión]

[6] Habrá que tener siempre en cuenta el posible incremento de esfuerzos que puede provocar en el resto de la estructura la pérdida de rigidez a torsión de cualquiera de sus elementos. Además el artículo **49** establece armaduras mínimas para evitar una fisuración excesiva.

46. PUNZONADO

Deben comprobarse a punzonado los puntos en que una viga descansa sobre un soporte de ancho mucho menor que el suyo propio, como cuando ésta es plana y rodea al soporte o en el caso de losas, o cuando una carga puntual acomete a un forjado o losa.

Al ras del área cargada, debe verificarse que:

$$R_d \leq 0{,}30 \cdot f_{cd} \cdot u_o \cdot d_o$$

siendo:

- R_d para acciones, el valor de la carga puntual;[1] para reacciones, el de la carga que acomete al soporte desde la losa[2]
- u_o perímetro *crítico* por agotamiento de biela oblicua, el mínimo en torno al soporte o área cargada,[3] excluyendo los lados paralelos al borde, y en los perpendiculares al borde tomando no más de 1,5·**d** desde la cara interior; véase figura **46.1**
- d_o canto útil de la losa en el borde del perímetro crítico,[4] [semisuma de los de ambas direcciones si son diferentes]

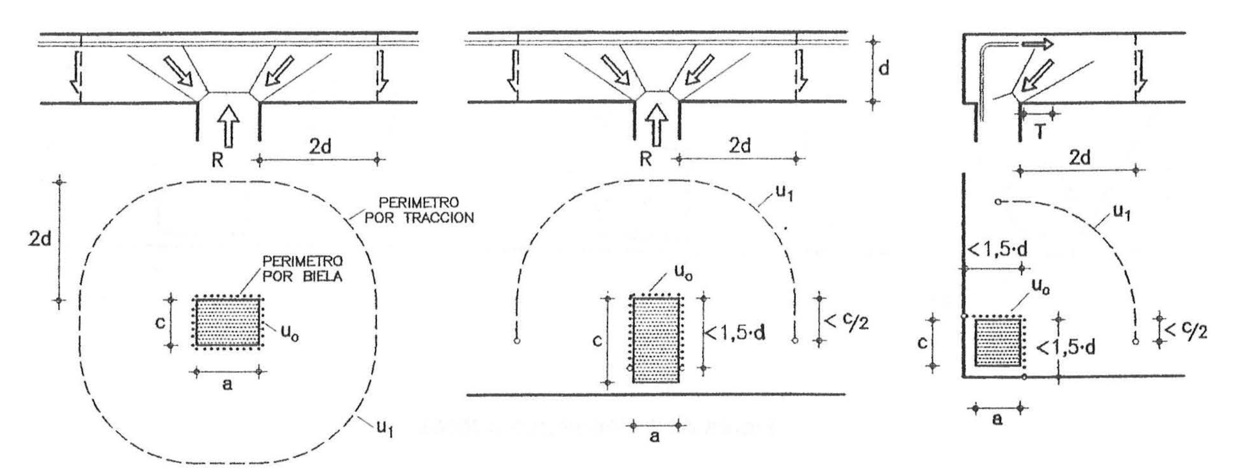


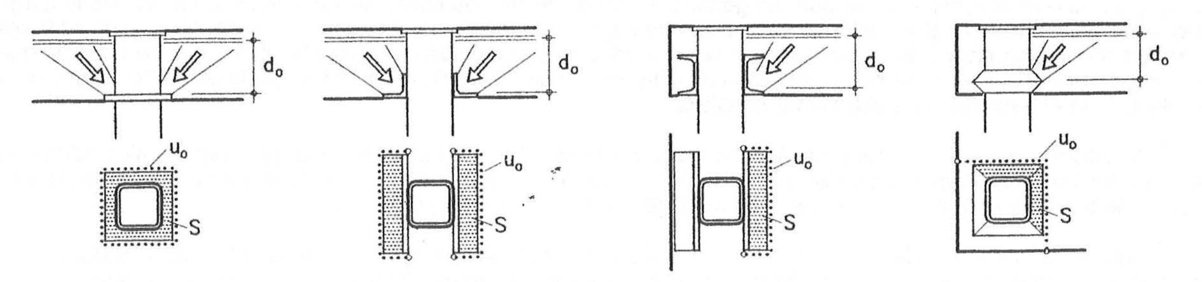
Figura 46.1 Secciones críticas a punzonado

[1] En zapatas se puede descontar toda la reacción del suelo dentro del perímetro crítico, pero añadiendo el peso peso propio de la zapata.

[2] Para tener en cuenta los efectos de excentricidad, si hay momentos entre soporte y losa, se tomará 1,15 veces la carga en soportes interiores, 1,40 veces la carga en soportes de borde, y 1,50 veces la carga en soportes de esquina.

[3] [Si, como con soportes metálicos, el enlace de losa y fuste se realiza a realiza a través de un dispositivo, tal como una chapa, angular o perfil, el perímetro u_o se refiere al del perfil o chapa por donde acomete carga]

[4] [En el caso de dispositivos de conexión metálicos, el canto d_o es el que existe desde el plano de acometida de la carga y la cara superior del hormigón, con frecuencia menor que el propio canto útil, **d**, e la losa.



Además, en ese caso, dentro del perímetro crítico debe existir suficiente superficie para recoger la carga sin sobrepasar la resistencia del hormigón, de manera que $R_d \leq f_{cd} \cdot S$ (lo que exige una entrega libre en proyección vertical del orden de $0{,}3 \cdot d_o$) y posteriormente hay que comprobar que el dispositivo resiste las solicitaciones provenientes de dicha carga, y que los enlaces del dispositivo al fuste son igualmente eficaces para ello. Estas suelen ser las condiciones que gobiernan el diseño de engarces de losa y soporte]

Además, para no necesitar armadura de punzonado debe verificarse[1] que:

$$R_d \leq f_{cv} \cdot u_1 \cdot d_1$$

siendo:

- R_d carga que atraviesa el perímetro crítico u_1 en losas igual a la reacción del soporte menos la carga actuante dentro de dicho perímetro
- f_{cv} el valor de resistencia de cálculo virtual a tensión tangencial, definida en **44.2**, función de la armadura dispuesta a no más de $3 \cdot d_1$ a cada lado del soporte, y adoptando, como sección relativa, la media geométrica de los valores que resulten en ambas direcciones en planta.
- u_1 perímetro *crítico* por tracción, el mínimo[2] en torno al soporte o área cargada, a distancia no superior[3] a $2 \cdot d_1$ tomando, en los trazos perpendiculares a un borde,[4] no más de medio lado del área cargada, ni de $1{,}5 \cdot d_1$; véase figura **46.1**
- d_1 canto útil en el perímetro crítico u_1

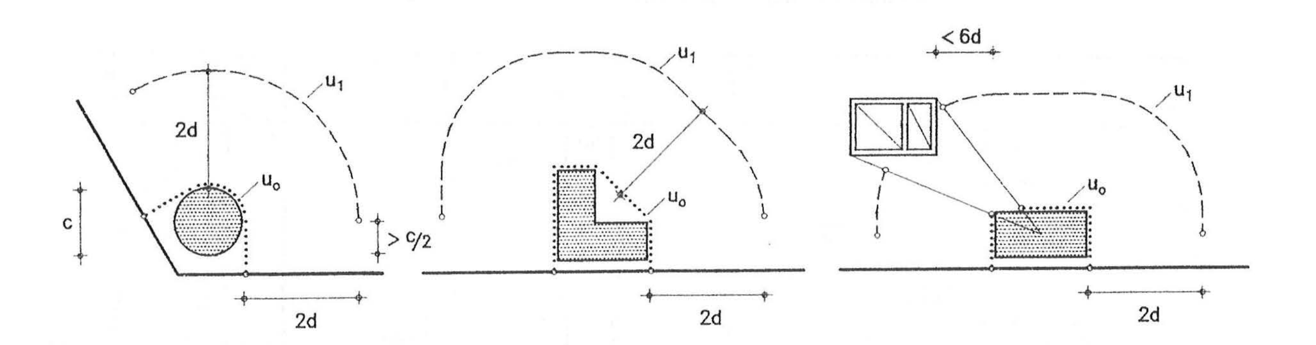


Figura 46.2 Perímetros críticos

[1] [Si se trata de una losa de piso de canto constante, luces iguales a **L**, con carga **q**, y el soporte es cuadrado de lado **a**, la condición de no agotamiento por biela oblicua es $1{,}15 \cdot q \cdot L^2 \leq 0{,}3 \cdot f_{cd} \cdot 4a \cdot d_o$ y la condición de no agotamiento por tracción es $1{,}15 \cdot q \cdot L^2 \leq f_{cd} \cdot (12d_o + 4a) \cdot d$ Salvo que la losa descanse en artificios metálicos, la relación L/d_o no puede ser, por flecha, superior a 25. Salvo si el fuste es metálico y el artificio es muy corto, la relación a/d_o es, para las losas con riesgo de punzonado, mayor que la unidad. Despejando el valor de **q**, carga de servicio de la losa, para el hormigón usual, HA25, que, según **44.2**, en losas garantiza un valor de cálculo f_{cv} = 0,7 N/mm², resulta:

L/d_o		25	30	35		25	30	35	
	a/d_o				a/d_o				
	1,0	20	16	14	1,0	12	9	6	
	0,7	14	12	10	0,5	11	8	6	q (kN/m²)
	0,5	10	8	7	0	10	7	5	
Agotamiento		de biela oblicua				por tracción			

En soportes de borde y esquina, aunque los perímetros críticos se reducen, lo hacen a mayor velocidad las cargas, por lo que la conclusión es que, en general, en losas de piso de obras de arquitectura, en las que la carga se encuentra en la banda de 6 a 9 kN/m², es francamente improbable, aunque el soporte sea metálico, que no se verifique la condición exigida para la biela oblicua, y aunque el soporte fuera incluso idealmente puntual, cabe esperar que no se necesite armadura de punzonado. En losas de cimentación, con cargas, **q**, en la banda de **50 a 100** kN/m², el canto se elige, frecuentemente, con esa última condición]

[2] Si alrededor del área cargada se dispone un ábaco resaltado, debe estudiarse un perímetro crítico adicional, en derredor del borde de cambio de canto. [Si el cambio de canto es gradual, como sucede en un capitel, deberían considerarse todos los perímetros en derredor de la carga, cada uno con su propio canto]

[3] Con áreas cargadas de forma convexa, el perímetro crítico se traza por paralelas a los lados a distancia $2 \cdot d$, enlazadas por arcos de circunferencia del mismo radio; en el caso de áreas cóncavas hay un perímetro menor que ataja la concavidad; en el caso de soportes próximos a un borde libre, el perímetro (resistente) mínimo es el que acomete perpendicularmente a dicho borde. Si hay huecos próximos al área cargada, (a menos de $6 \cdot d$), del perímetro se debe deducir la parte intersectada por radios que barren el hueco desde el centro del área cargada.

[4] [En soportes de borde debe comprobarse que existe suficiente armadura longitudinal de losa (anclada o rodeando el fuste) para dar cuenta, por equilibrio, de la componente horizontal de las bielas perpendiculares a dicho borde]

En otro caso debe disponerse un frente de armadura de punzonado, para que se verifique:

$$R_d \leq 0{,}8 \cdot f_{cv} \cdot u_1 \cdot d_1 + A_s \cdot f_{yd} \cdot z$$

siendo:

A_s área total de la armadura específica de punzonado en el frente, dividida por la distancia, radial, entre éste y el área cargada[1]

f_{yd} resistencia de cálculo de la armadura de punzonado[2]

el primer frente se dispondrá a $0{,}5 \cdot d_1$ de las caras de u_0 adoptándolo como nuevo perimetro de área cargada, comprobando a una distancia $2 \cdot d_2$ que no se necesita disponer más armadura;[3]

en otro caso, se dispondrá un nuevo frente a distancia $0{,}75 \cdot d_2$ del anterior, calculando la armadura que necesita, tomándolo como nuevo perímetro de área cargada y así sucesivamente.

Las armaduras de punzonado estarán constituidas por cercos, horquillas o barras dobladas, pasarán por fuera de la armadura longitudinal de la cara traccionada, y se anclarán a partir de centro de gravedad del bloque comprimido de la cara opuesta.

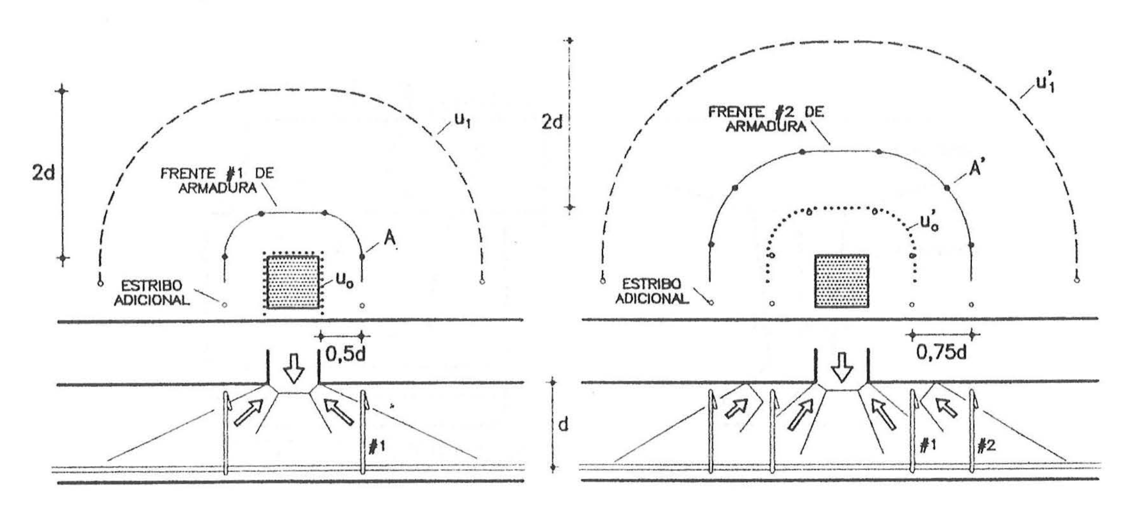


Figura 46.3 Armadura de punzonado

47. RASANTE EN PIEZAS COMPUESTAS

La tensión rasante[4] media[5] que solicita[6] la junta entre los dos hormigones[7] de una pieza compuesta, debe cumplir:

$$\tau_d \leq k_1 \cdot f_{ct,d} + k_2 \cdot A_s \cdot f_{yd}/p + k_3 \cdot \sigma_{cd}$$
$$\tau_d \leq 0{,}25 \cdot f_{cd}$$

---

[1] La armadura de punzonado se prolongará con igual densidad hasta los bordes libres.

[2] Si es oblicua en la dirección adecuada, el sumando respectivo se multiplica por el factor indicado en **44.2**

[3] Tomando como esfuerzo de cálculo el de la carga, sin considerar aumento por excentricidad, y para el cálculo de f_{cv} la sección relativa de armadura que atraviesa el frente en cuestión.

[4] [En un solido monolítico, la existencia de tensión tangencial significa tracciones y compresiones en otras direcciones, con las limitaciones vistas en los epígrafes anteriores. Si existe una junta entre dos hormigones diferentes, la tensión rasante significa un *cabalgamiento* de una parte sobre otra, que pone en tracción las armaduras de cosido, con el efecto de compresión de la junta, lo que permite soportar tensión tangencial propiamente dicha]

[5] Se puede proceder con los mismos criterios que para rasante de ala, tomando el valor medio en el desarrollo de igual signo de cortante y momento.

[6] En una pieza a flexión, la tensión rasante en un plano paralelo a la directriz, se puede obtener con la expresión clásica $\tau = V/p \cdot z$ que, si la junta queda dentro del bloque comprimido, es del lado de la seguridad.

[7] [El caso más habitual en edificios, hormigón del forjado sobre las viguetas, viene regulado en EF-96]

siendo:

k_1	coeficiente de valor 0,2 para superficie lisa y 0,4 para rugosa; para engarce en cola de milano se puede tomar 0,5
$f_{ct,d}$	resistencia de cálculo a tracción del hormigón que la tenga menor
k_2	coeficiente, función del tipo de superficie y del ángulo de la armadura de cosido con el plano de la junta, de valor:

ángulo	45°	60°	75°	90°
superficie lisa	1,1	1,0	0,8	0,6
superficie rugosa	1,3	1,2	1,1	0,9

A_s	sección de la armadura de cosido, si existe, por unidad de superficie de junta,[1] para que sea computable, debe cumplir que $A_s \cdot f_{yd}$ < 0,38 N/mm²
f_{yd}	resistencia de cálculo de las armaduras de cosido, no mayor de 400 N/mm²
k_3	coeficiente de rozamiento, de valor 0,6 para superficies lisas y 0,9 para rugosas
σ_{cd}	tensión de compresión previa perpendicular a la junta; si es de tracción, el término correspondiente se anula
f_{cd}	resistencia de cálculo a compresión del hormigón que la tenga menor

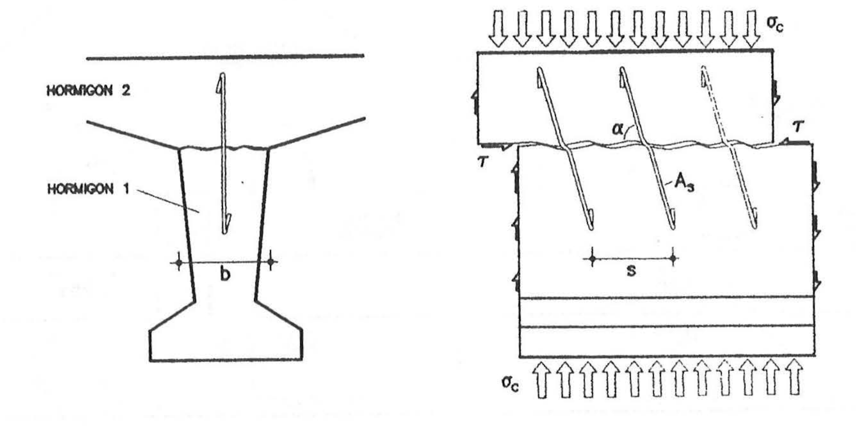


Figura 47.1 Efecto de cosido

Aunque la armadura puede distribuirse uniformemente, siempre es recomendable[2] disponerla de manera proporcional a la tensión rasante.

En los voladizos y cuartos extremos de la luz de vigas de zonas de sismicidad media o alta[3] se dispondrá siempre, en las juntas de cosido, una armadura que sea computable.

48. FATIGA

En los elementos estructurales sometidos a acciones variables repetidas significativas[4] puede ser necesario comprobar[5] que el efecto de dichas acciones no compromete la seguridad durante su vida útil.

---

[1] La superficie de junta no abarca zonas de ancho de paso inferior a 0,02 m o al diámetro máximo del árido, o con un recubrimiento inferior a 0,03 m, ni las que dejen a alguno de los lados un grueso medio inferior a 0,05 m o un grueso local inferior a 0,03 m.

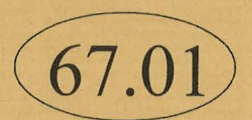
[2] Sobre todo si la junta es de tipo *frágil*, es decir con armadura no computable.

[3] [El concepto no está definido en la actual norma sísmica. Parece referirse a cuando la localidad tiene una aceleración básica de más de 0,08·g]

[4] [Suelen corresponder a equipos mecánicos de edificios industriales; los domésticos no tienen codificadas acciones que puedan producir fatiga]

[5] [El anejo F ofrece información sobre el tema]

CUADERNO



CATÁLOGO Y PEDIDOS EN
http://www.aq.upm.es/of/jherrera
info@mairea-libros.com

